

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение
высшего образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»
Хакасский технический институт – филиал СФУ
институт
Строительство
кафедра

УТВЕРЖДАЮ

Заведующий кафедрой

_____ Г.Н. Шибаета

подпись инициалы, фамилия

«_____» _____ 2017 г.

БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

08.03.01 «Строительство»

код и наименование направления

Многофункциональный спортивный комплекс в пгт. Усть-Абакан

тема

Пояснительная записка

Руководитель _____ д.т.н., профессор Л.П.Нагрузова
подпись, дата должность, ученая степень инициалы, фамилия

Выпускник _____ В.В. Юдакова
подпись, дата инициалы, фамилия

Абакан 2017

Продолжение титульного листа БР по теме Многофункциональный
спортивный комплекс в пгт. Усть-Абакан

Консультанты по
разделам:

<u>Архитектурный</u> наименование раздела	_____ подпись, дата	<u>Е.Е. Ибе</u> инициалы, фамилия
<u>Конструктивный</u> наименование раздела	_____ подпись, дата	<u>Л.П.Нагрузова</u> инициалы, фамилия
<u>Основания и фундаменты</u> наименование раздела	_____ подпись, дата	<u>О.З. Халимов</u> инициалы, фамилия
<u>Технология и организация строительства</u> наименование раздела	_____ подпись, дата	<u>В.М. Демченко</u> инициалы, фамилия
<u>Экономика строительства</u> наименование раздела	_____ подпись, дата	<u>Е.Е. Ибе</u> инициалы, фамилия
<u>Охрана труда и техники безопасности</u> наименование раздела	_____ подпись, дата	<u>Т.Н. Плотникова</u> инициалы, фамилия
<u>Оценка воздействия на окружающую среду</u> наименование раздела	_____ подпись, дата	<u>Е.А.Бабушкина</u> инициалы, фамилия

Нормоконтролер	_____ подпись, дата	<u>Г.Н. Шибаева</u> инициалы, фамилия
----------------	------------------------	--

ЗАКЛЮЧЕНИЕ ЗАВЕДУЮЩЕГО КАФЕДРОЙ
О ДОПУСКЕ БАКАЛАВРСКОЙ РАБОТЫ К ЗАЩИТЕ

Вуз (точное название) Хакасский технический институт-филиал ФГАОУ ВО
«Сибирский федеральный университет»
Кафедра Строительство

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Заведующего кафедрой _____ Строительство
(наименование кафедры)

_____ Шибаета Галина Николаевна
(фамилия, имя, отчество заведующего кафедрой)

Рассмотрев бакалаврскую работу студента группы № 33-1
_____ Юдакова Варвара Вадимовна
(фамилия, имя, отчество студента)

Выполненную на тему Многофункциональный спортивный комплекс в пгт.
Усть-Абакан

По реальному заказу _____
(указать заказчика, если имеется)

С использованием ЭВМ _____
(название задачи, если имеется)

Положительные стороны работы _____

В объеме _____ листов бакалаврской работы, отмечается, что работа
выполнена в соответствии с установленными требованиями и допускается
кафедрой к защите.

Зав. кафедрой _____ Г.Н. Шибаета
«____» _____ 2017 г.

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение
высшего образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Хакасский технический институт-филиал СФУ
институт
Строительство
Кафедра

УТВЕРЖДАЮ
Заведующий кафедрой
_____ Г.Н. Шибаева
подпись инициалы, фамилия
« _____ » _____ 20 17 г.

ЗАДАНИЕ
НА ВЫПУСКНУЮ КВАЛИФИКАЦИОННУЮ РАБОТУ
в форме бакалаврской работы
(бакалаврской работы, дипломного проекта, дипломной работы, магистерской диссертации)

Студенту (ке) Юдаковой Варваре Вадимовне
(фамилия, имя, отчество студента(ки))

Группа 33-1 Направление (специальность) 08.03.01
(код)

Строительство
(наименование)

Тема выпускной квалификационной работы Многофункциональный спортивный комплекс
в пгт. Усть-Абакан

Утверждена приказом по университету № 148 от 28.02.2017г.

Руководитель ВКР Л.П.Нагрузова, д.т.н., профессор кафедры «Строительство»
(инициалы, фамилия, должность и место работы)

Исходные данные для ВКР Геологический разрез

Перечень разделов ВКР Архитектура, строительные конструкции, основания и фундаменты, технология и организация строительства, смета, безопасность жизнедеятельности, оценка воздействия на окружающую среду.

Перечень графического или иллюстративного материала с указанием основных чертежей, плакатов, слайдов 3 листа-архитектура, 1 лист-строительные конструкции, 1 лист-основания и фундаментов, 2 листа-технология и организация строительства

Руководитель ВКР _____
(подпись) Л.П.Нагрузова
(инициалы и фамилия)

Задание принял к исполнению _____
(подпись) В.В.Юдакова
(инициалы и фамилия)

« ____ » _____ 2017г.

АННОТАЦИЯ

на бакалаврскую работу

Юдаковой Варвары Вадимовны

(фамилия, имя, отчество)

на тему: «Многофункциональный спортивный комплекс в пгт. Усть-Абакан»

Актуальность тематики и ее значимость: Наличие современного спортивного объекта в пгт. Усть-Абакан является необходимым условием развития массового спорта в районе. Численность занимающихся физической культурой и спортом в пгт. Усть-Абакан растёт с каждым годом. Поэтому актуальность данной бакалаврской работы заключается в том, что с вводом нового объекта будет обеспечена занятость подростков и молодых людей, жители территории смогут заниматься спортом в современных условиях, повышать спортивное мастерство.

Расчеты, проведенные в пояснительной записке: В пояснительной записке проведены расчеты многопустотной плиты перекрытия, ригеля, колонны, фундаментов, расчет и подбор строительных материалов, машин и механизмов, календарного графика.

Использование ЭВМ: Во всех основных расчетных разделах бакалаврской работы, при оформлении пояснительной записки и графической части использованы стандартные и специальные строительные программы ЭВМ: MicrosoftOfficeWord 2010, MicrosoftOfficeExcel 2010, AutoCAD 2014, InternetExplorer, ArchiCAD20.

Разработка экологических и природоохранных мероприятий: Произведен расчет выбросов в атмосферу от различных воздействий, в работе предусмотрено использование экологически чистых материалов, а также предусмотрено озеленение и благоустройство территории.

Качество оформления: Пояснительная записка и чертежи выполнены с высоким качеством на ЭВМ. Распечатка работы сделана на лазерном принтере с использованием цветной печати для большей наглядности.

Освещение результатов работы: Результаты проведенной работы изложены последовательно, носят конкретный характер и освещают все этапы строительства.

Степень авторства: Содержание бакалаврской работы разработано автором самостоятельно.

Автор бакалаврской работы

подпись

Юдакова В.В.

(фамилия, имя, отчество)

Руководитель работы

подпись

Нагрузова Л.П.

(фамилия, имя, отчество)

ABSTRACT

The graduation project of

Yudakova Varvara Vadimovna

(surname, name, patronymic)

The theme: «Multipurpose sports complex in the urban type settlement Ust'-Abakan»

Relevance of the paper and its importance: The availability of modern sports facilities in the urban type settlement Ust'-Abakan is a necessary condition for the development of mass sports in the district. The number engaged in physical culture and sports in the urban type settlement Ust'-Abakan is growing every year. Therefore, the relevance of this bachelor's thesis is that with the commissioning of the new facility will provide employment for adolescents and young people, the inhabitants of the territory will be able to play sports in modern conditions to improve sports skills.

Calculations in the explanatory note: In the explanatory memorandum were calculated of hollow core slab, crossbar, column, foundations, calculation and selection of construction materials and machinery, the timetable.

Usage of computer: In all sections of the graduation project including the execution of the explanatory note and graphical part the computer standard and special building programs are used: Microsoft Office Word 2010, Microsoft Office Excel 2010, AutoCAD 2014, ArchiCAD20.

Development of environmental conservation activities: The calculation of emissions into the atmosphere caused by a variety of impacts is made, the use of eco-friendly materials is provided in the work, as well as planting of greenery and improving the territory.

Quality of presentation: The explanatory note and drawings are made with high quality on a computer. Printing work is done on a laser printer with color prints for better visibility.

Presentation of results: The results of this work are set out in sequence; they are specific and cover all stages of construction.

Degree of the authorship: The content of the graduation work is developed by the author independently.

The author of the graduation project

signature

Yudakova V.V.

(surname, name, patronymic)

Project supervisor

signature

Nagruzova L.P.

(surname, name, patronymic)

СОДЕРЖАНИЕ

1. Вводная часть.....	4
2 Архитектурно строительный раздел.....	5
2.1 Характеристика района и площадки строительства.....	5
2.2 Решение генерального плана.....	5
2.3 Роза ветров.....	6
2.4 Объёмно-планировочное решение.....	7
2.5 Конструктивные решения.....	7
2.6 Теплотехнический расчёт стены и покрытия.....	8
2.7 Наружная и внутренняя отделка.....	12
3 Конструктивный раздел.....	12
3.1 Компоновка конструктивной схемы перекрытия.....	12
3.2 Расчет и конструирование многопустотной плиты.....	13
3.3 Проектирование ригеля.....	32
3.4 Расчет центрально сжатой колонны.....	44
4 Основание и фундаменты.....	51
4.1 Характеристика площадки строительства.....	51
4.2 Оценка инженерно-геологических условий.....	52
4.3 Обоснование возможных вариантов фундамента и их анализ, выбор наиболее рационального решения.....	54
4.4 Сбор нагрузок на колонну.....	55
4.5 Определение ширины подошвы фундамента.....	57
4.6 Проверка слабого подстилающего слоя грунта.....	58
4.7 Расчет фундамента под колонну на продавливание.....	62
5 Технология и организация строительства.....	63
5.1 Описание технологии возведения здания	63
5.2 Спецификация элементов и конструкций.....	64
5.3 Выбор грузозахватных приспособлений.....	67
5.4 Подсчет объемов работ.....	68
5.5 Выбор монтажного крана.....	70
5.6 Калькуляция трудовых затрат.....	71
5.7 Выбор и расчет транспортных средств.....	71
5.8 Расчет численно-квалификационного состава бригады и звеньев.....	78
5.9 Расчёт нормокомплекта	79
5.10 Расчет площади приобъектного склада.....	81
5.11 Электроснабжение строительной площадки.....	83
5.12 Выбор временных зданий и сооружений.....	84
6 Экономика строительства.....	85
7 Охрана труда и техника безопасности.....	85
7.1 Общие положения.....	85
7.2 Требования безопасности к обустройству и содержанию строительных площадок, участков работ и рабочих мест.....	85
7.3 Требования безопасности при складировании материалов и	

конструкций.....	86
7.4 Обеспечение пожаробезопасности.....	87
7.5 Техника безопасности при производстве работ.....	88
8. Оценка воздействия на окружающую среду.....	92
8.1 Общие положения.....	92
8.2 Общие сведения о проектируемом объекте.....	92
8.3 Оценка воздействия на окружающую среду.....	94
8.4 Расчет количества образования отходов.....	102
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	105
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	106
ПРИЛОЖЕНИЕ А.....	109
ПРИЛОЖЕНИЕ Б.....	114

1 Вводная часть

За последние несколько лет строительство спортивных объектов приобрело широкие масштабы, что связано с развитием и укреплением роли спорта как непосредственно в Сибири, так и в России в целом. Сегодня инвесторы все чаще обращают своё внимание на вложения в различные спортивные объекты на территории Сибирского федерального округа. Появляется все больше частных спортивных сооружений — теннисных кортов, различных спортзалов, ледовых арен и прочих спортивных объектов. В то же время строительство спорткомплексов и других спортивных сооружений — это процесс, который должен выполняться специализированной организацией с чётким соблюдением всех норм и требований закона к строительству различных спортивных объектов в России.

Несмотря на пристальное внимание государства к вопросу возведения спортивных объектов, актуальность строительства по-прежнему велика. Строительство спортивных сооружений привлекает внимание инвесторов по двум основным причинам: прибыль от проекта и привлечение внимания к жилому району. Так большинство экспертов считает, что спортивное строительство — это прибыльное дело. Доходы от любителей спорта позволяют полностью окупиться спортивному объекту достаточно быстро. Если раньше основная масса спортивных сооружений возводилась на средства бюджетов разного уровня, то сегодня это делается всё чаще за счет частных лиц. Развитие спортивной индустрии может не зависеть от темпов гражданского строительства, а иметь взаимосвязь непосредственно с государственной позицией на этот счёт и мировыми тенденциями в целом.

Темой бакалаврской работы был выбран: "Многофункциональный спортивный комплекс в пгт. Усть-Абакан".

Наличие современного спортивного объекта является необходимым условием развития массового спорта в районе. Численность занимающихся физической культурой и спортом в пгт. Усть-Абакан растёт с каждым годом. Основные виды спорта — это волейбол, баскетбол, футбол, мини-футбол, хоккей с мячом, гиревой спорт, бокс, карате, настольный теннис и другие.

С вводом нового объекта будет обеспечена занятость подростков и молодых людей, жители территории смогут заниматься спортом в современных условиях, повышать спортивное мастерство.

Многофункциональность данного комплекса включается в себя, универсальный зал для баскетбола и волейбола со зрительскими трибунами, зал индивидуальных силовых упражнений, зал тенниса и борьба, а также бассейн.

2 Архитектурно строительный раздел

2.1 Характеристика района и площадки строительства

Площадка строительства многофункционального спортивного комплекса размещается на территории пгт. Усть-Абакана, в степи Минусинской котловины в 12 км на север от Абакана, на левом берегу Красноярского водохранилища Енисея. Комплекс располагается на территории вблизи лежащих улиц Волкова и Добровольская. Территория под размещения комплекса спланирована и не застроена, рельеф участка спокойный, с незначительным перепадом абсолютных отметок, в районе размещения комплекса отсутствуют водоемы.

Требуемые характеристики здания, а так же противопожарные и санитарно-гигиенические требования:

Класс здания - I.

Степень долговечности - I.

Степень огнестойкости – II

Строительство ведется в первом климатическом районе, под район I В.

Климатические параметры [10]:

- Абсолютно минимальная температура наружного воздуха = -47°C ;
- Температура наиболее холодных суток обеспеченностью 0,92 = -39°C ;
- Температура наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 = -37°C ;
- Продолжительность в сутках (период со средней суточной температурой воздуха $\leq 8^{\circ}\text{C}$) = 223.

В общих характеристиках в р.п. Усть-Абакан умеренно-холодный климат, в зимний период осадков гораздо меньше чем летом.

2.2 Решение генерального плана

Генеральный план многофункционального спортивного комплекса" разработан в соответствии с нормативными требованиями, с учетом инженерно-геологических условий, организации транспортных путей, архитектурных, санитарных, противопожарных условий [2].

Генеральный план участка местности имеет прямоугольную форму размером 375х 216м.

Основными объектами генплана участка является многофункциональный спортивный комплекс и стадион.

Главный подъезд к комплексу проходит по улице Добровольской. Имеются автобусные остановки и парковка. Ширина автомобильной дороги 6м, пешеходные асфальтированные дорожки - 1,5 м.

Технико-экономические показатели генплана:

Площадь участка - $5507,83 \text{ м}^2$

Площадь озеленения - $49574,66 \text{ м}^2$

Площадь асфальтированного покрытия - 14934,25 м²

Плотность застройки - 6,79%

Общая площадь застройки - 81045,66 м²

2.3 Роза ветров

Расчет розы ветров производится по данным табл. 3.1 [10]. В первой строке в числителе повторяемость ветров (%), в знаменателе – скорость ветра по направлениям за январь/июль (м/с). Во второй строке числитель и знаменатель перемножаются, и находится сумма по строке. В третьей строке по каждому направлению находится процентное соотношение с суммой. По этим значениям строится диаграмма. 1мм = 1%.

Таблица 2.1 - Расчет розы ветров (январь)

Пункт	Январь							
	С	СВ	В	ЮВ	Ю	ЮЗ	З	СЗ
г. Абакан	<u>19</u> 3,2	<u>1</u> 1,1	<u>1</u> 1,3	<u>7</u> 1,9	<u>15</u> 3,6	<u>36</u> 6,5	<u>11</u> 4	<u>10</u> 2,2
Σ430,5	60,8	1,1	1,3	13,3	54	234	44	22
%	14,12	0,26	0,3	3,09	12,54	54,36	10,22	5,11

Таблица 2.2 - Расчет розы ветров (июль)

Пункт	Июль							
	С	СВ	В	ЮВ	Ю	ЮЗ	З	СЗ
г. Абакан	<u>29</u> 3,6	<u>8</u> 2,8	<u>6</u> 2,5	<u>8</u> 2,8	<u>15</u> 2,8	<u>17</u> 4,3	<u>10</u> 3,8	<u>7</u> 3,3
Σ340,4	104,4	22,4	15	22,4	42	73,1	38	23,1
%	30,67	6,58	4,41	6,58	12,34	21,47	11,16	6,79

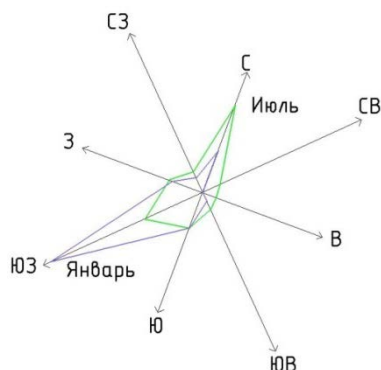


Рисунок 2.1 - Диаграмма розы ветров

Для данного района строительства преобладающими являются ветра юго-западного направления.

Здание ориентировано таким образом, чтобы обеспечивалось нормальное освещение и проветривание, а преобладающие ветра дуют в угол здания.

2.4 Объёмно-планировочное решение

Проектируемое здание многофункционального спортивного комплекса – двухэтажное, каркасное, отдельностоящее. Размеры по осям – 120,20х94 м. Высота здания переменная.

Условно многофункциональный спортивный комплекс можно разделить на две части: спортивный комплекс и бассейн, которые соединены переходом.

Первый этаж спортивного комплекса состоит из вспомогательных помещений и главного спортивного зала. К спортивному залу со зрительскими трибунами примыкают раздевалки, тренерские, душевые и санузлы. Часть вспомогательных помещений - это гардероб, касса, регистратура, информационное бюро, комната дежурного администратора, охрана, санузлы для персонала и зрителей, ожидальная, склады и технические помещения, а также буфет.

К бассейну и бассейну для подготовительных занятий также примыкают раздевалки, тренерские, душевые и санузлы. Имеются гардероб, касса, информационное бюро, ожидальные, технические помещения, помещение для выдачи моющих и купальных принадлежностей.

Главный вход имеется как в спортивный комплекс, так и отдельно в бассейн, объединённые общим крыльцом. Предусмотрены эвакуационные лестницы, выбрано их расположение с учётом норм пожарной безопасности.

На втором этаже располагаются зал индивидуальных силовых упражнений, зал для настольного тенниса и зал борьбы. Ко всем залам примыкают раздевалки, тренерские, душевые, санузлы. При спортивных залах предусмотрен медицинский кабинет. Также на втором этаже находится ожидальная, санузел для посетителей и персонала, технические помещения, помещения для ремонта и хранения спортивного инвентаря,

На втором этаже бассейна предусмотрена баня сухого жара, массажный кабинет. Также расположены технические помещения, медпункт, лаборатория административные помещения: приёмная, кабинет директора, кабинет заместителя директора, главного администратора, бухгалтерия, коменданта, зал совещаний и буфет.

2.5 Конструктивные решения

Проектируемый многофункциональный спортивный комплекс представляет собой каркасное здание с пустотными плитами перекрытия.

Колонны сечением 400х400 мм.

Многopустотные плиты перекрытия:

12000x1500x300 мм (ПК 120.15)

6000x1500x220 мм (ПК 60.15)

3500x1500x220 мм (ПК 35.15)

3000x1500x220 мм (ПК 30.15)

Наружные стены из кирпича (380 мм - в полтора кирпича), общая толщина наружной стены 540мм. Перегородки из кирпича 120мм. Предусмотрен деформационный шов.

Лестницы железобетонные монолитные с высотой ступени 150 мм и проступью 300 мм. Ограждение(перилла) лестницы металлическое с высотой 90 см.

Крыша плоская. Большие пролёты залов и бассейна перекрываются металлическими фермами 27м, 15 м и 18 м.

Окна и двери взяты из ГОСТ, но также имеются индивидуальные витражные окна, размеры и количество окон и дверей приведены в таблице 1.3

Таблица 2.3 - Спецификация элементов заполнения проёмов

Поз.	Наименование	Обозначение	Количество, шт.	Размер, мм
Оконные блоки				
1	ОК-1	ГОСТ 11214-86	61	1770x2060
2	ОК-2	ГОСТ 11214-86	5	1170x2060
3	ОК-3	ГОСТ 11214-86	12	2070x2060
Витраж				
4	В-1	Индивидуально	7	4000x4000
5	В-2	Индивидуально	7	4000x2500
6	В-3	Индивидуально	8	5000x2500
Дверные блоки				
7	1	ГОСТ -28786-90	6	1872x2300
8	2	ГОСТ -28786-90	15	1472x2300
9	3	ГОСТ -28786-90	104	1170x2300
10	4	ГОСТ -28786-90	100	970x2300

2.6 Теплотехнический расчёт стены и покрытия

Теплотехнический расчет стен и покрытий проводится в соответствии с данными СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий.

Расчетные данные:

Район строительства – пгт. Усть-Абакан

Зона влажности территории – нормальная.

Влажностный режим помещений – сухой.

$t_{\text{int}} = 21^{\circ}\text{C}$ – расчетная температура воздуха внутри помещения таблица 1[10]

$t_{ext} = -37^{\circ}\text{C}$ – температура наиболее холодной пятидневки с коэффициентом 0,92 (т. 1[10]).

$t_{ht} = -7,9^{\circ}\text{C}$ – температура отопительного периода (т. 1[10]).

$z_{ht} = 223\text{сут}$ – продолжительность отопительного периода (т. 1[10]).

$\alpha_{int} = 8.7$ – коэффициент теплопередачи внутренней поверхности ограждающей конструкции (т. 7[10]).

$\alpha_{ext} = 23$ – коэффициент теплопередачи наружной поверхности ограждающей конструкции (т. 8[10]).

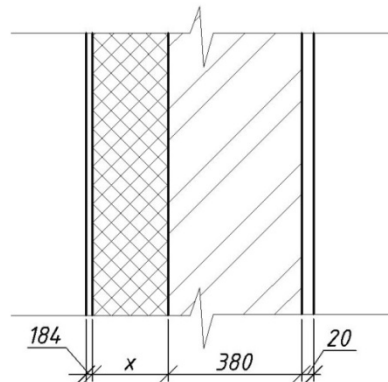


Рисунок 2.2 – Конструкция наружной стены

Таблица 2.4 – Термическое сопротивление ограждения

Наименование материала	$\gamma_o, \text{кг/м}^3$	$\lambda, \text{Вт/(м}^2\text{°C)}$	$\delta, \text{м}$
Кирпичная кладка	1800	0,56	0,38
Утеплитель - минеральная плита	120	0.045	x
Облицовочная панель	600	0,19	0.012
Штукатурка	1700	0,87	0,02

Градусо-сутки отопительного периода:

$$D_d = (t_{int} - t_{ht}) \cdot z_{ht} = (21 + 7,9) \cdot 223 = 6445^{\circ}\text{C} \cdot \text{сут} \quad (2.1)$$

Нормативное значение приведенного сопротивления теплопередаче:

$$R_{red} = a \cdot D_d + b = 0,00035 \cdot 6445 + 1,4 = 3,656 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C} / \text{Вт}, \quad (2.2)$$

где D_d - градусо-сутки отопительного периода в пгт. Усть-Абакан;

a и b - коэффициенты, принимаемые по таблице 3 [11] для стен жилого здания.

Из приведенных выше вычислений за требуемое сопротивление теплопередачи выбираем R_{red} из условия энергосбережения и обозначаем его теперь $R_{mp0} = 3,656 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C} / \text{Вт}$

Определение толщины утеплителя:

Для каждого слоя заданной стены необходимо рассчитать термическое сопротивление по формуле:

$$R_i = \frac{\delta_i}{\lambda_i}, \text{ где} \quad (2.3)$$

δ_i - толщина слоя, мм;

λ_i - расчетный коэффициент теплопроводности материала слоя $Bm/(m^2 \cdot ^\circ C)$

$$R_1 = \frac{0,38}{0,56_i} = 0,679 m^2 \cdot ^\circ C / Bm$$

$$R_2 = \frac{0,02}{0,87} = 0,023 m^2 \cdot ^\circ C / Bm$$

$$R_3 = \frac{0,012}{0,19} = 0,063 m^2 \cdot ^\circ C / Bm$$

Определение минимально допустимого (требуемого) термического сопротивления теплоизоляционного материала:

$$R_{ym}^{mp} = R_{mp0} - (R_{int} + R_{ext} + \sum R_i) = 3,656 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{1}{23} + 0,679 + 0,023 + 0,063 \right) = 2,733 m^2 \cdot ^\circ C / Bm \quad (2.4)$$

где $R_{int} = \frac{1}{a_{int}} = \frac{1}{8,7}$ - сопротивление теплообмену на внутренней поверхности;

$R_{ext} = \frac{1}{a_{ext}} = \frac{1}{23}$ - сопротивление теплообмену на наружной поверхности для

наружных стен;

$\sum R_i$ - сумма термических сопротивлений всех слоев стены без слоя утеплителя.

Толщина утеплителя равна:

$$\delta_{ym}^{mp} = \lambda_{ym} \cdot R_{ym}^{mp} = 0,045 \cdot 2,733 = 0,123 \approx 125 \text{ мм} \quad (2.5)$$

$$12 + 125 + 380 + 20 = 537 = 540 \text{ мм}$$

где: λ_{ym} - коэффициент теплопроводности материала утеплителя, $Bm/(m^2 \cdot ^\circ C)$

Определение термического сопротивления стены из условия, что общая толщина утеплителя будет 125 мм:

$$R_0 = R_{int} + R_{ext} + \sum R_i = \frac{1}{8,7} + \frac{1}{23} + 0,679 + \frac{0,125}{0,045} + 0,023 + 0,063 = 3,701 m^2 \cdot ^\circ C / Bm \quad (2.6)$$

где $\sum R_i$ - сумма термических сопротивлений всех слоев ограждения, в том числе и слоя утеплителя, принятой конструктивной толщины

Из полученного результата можно сделать вывод, что

$R_0 = 3,701 m^2 \cdot ^\circ C / Bm > R_{mp0} = 3,656 m^2 \cdot ^\circ C / Bm$, следовательно толщина утеплителя подобрана правильно.

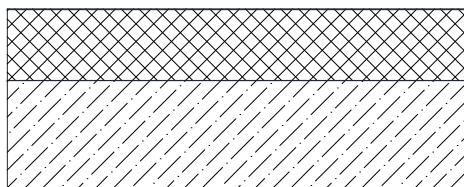


Рисунок 2.3 - Конструкция покрытия

Таблица 2.5 – Термическое сопротивление покрытия

Наименование материала	$\gamma_o, кг / м^3$	$\lambda, Вт / (м^2 \cdot ^\circ C)$	$\delta, м$
Кровельная ТПО мембрана	910	0,029	0,0015
Разделительный слой	2600	0,036	0,0025
Утеплитель - минеральная плита	120	0.045	х
Пароизоляция 1 слой рубероида	600	0,17	0,004
Ж/б плита	2500	1,69	0,22

Определение толщины утеплителя:

Для каждого слоя заданной стены необходимо рассчитать термическое сопротивление по формуле:

$$R_i = \frac{\delta_i}{\lambda_i}, \text{ где} \quad (2.7)$$

δ_i - толщина слоя, мм;

λ_i - расчетный коэффициент теплопроводности материала слоя $Вт / (м^2 \cdot ^\circ C)$

$$R_1 = \frac{0,0015}{0,36_i} = 0,042 м^2 \cdot ^\circ C / Вт$$

$$R_2 = \frac{0,0025}{0,029} = 0,086 м^2 \cdot ^\circ C / Вт$$

$$R_3 = \frac{0,004}{0,17} = 0,024 м^2 \cdot ^\circ C / Вт$$

$$R_4 = \frac{0,22}{1,69} = 0,13 м^2 \cdot ^\circ C / Вт$$

Определение минимально допустимого (требуемого) термического сопротивления теплоизоляционного материала:

$$R_{ym}^{mp} = R_{mp0} - (R_{int} + R_{ext} + \sum R_i) = 3,656 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{1}{23} + 0,042 + 0,086 + 0,024 + 0,13 \right) = 3,216 м^2 \cdot ^\circ C / Вт \quad (2.8)$$

где $R_{int} = \frac{1}{a_{int}} = \frac{1}{8,7}$ - сопротивление теплообмену на внутренней поверхности;

$R_{ext} = \frac{1}{a_{ext}} = \frac{1}{23}$ - сопротивление теплообмену на наружной поверхности для наружных стен;

$\sum R_i$ - сумма термических сопротивлений всех слоев стены без слоя утеплителя.

Толщина утеплителя равна:

$$\delta_{ym}^{mp} = \lambda_{ym} \cdot R_{ym}^{mp} = 0,045 \cdot 3,216 = 0,145 = 145 \text{ мм} \quad (2.9)$$

где: λ_{ym} - коэффициент теплопроводности материала утеплителя, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$

Определение термического сопротивления покрытия из условия, что общая толщина утеплителя будет 145 мм:

$$R_0 = R_{\text{int}} + R_{\text{ext}} + \sum R_i = \frac{1}{8,7} + \frac{1}{23} + 0,042 + 0,086 + \frac{0,145}{0,045} + 0,024 + 0,13 = 3,663 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт} \quad (2.10)$$

где $\sum R_i$ - сумма термических сопротивлений всех слоев ограждения, в том числе и слоя утеплителя, принятой конструктивной толщины.

Из полученного результата можно сделать вывод, что $R_0 = 3,663 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт} > R_{mp0} = 3,656 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}$, следовательно толщина утеплителя подобрана правильно.

2.7 Наружная и внутренняя отделка

Природа Хакасии уникальна, она отличается богатством минеральных, лесных и водных ресурсов. Это и определило характер решения отделки фасада. Желание максимально связать объект со средой вызвало необходимости применения фасадных панелей с текстурой дерева. Подобрана двойная цветовая гамма - светлые и тёмные панели с деревянной текстурой. Тёмные панели выделяют окна, чтобы скорректировать их разные размеры.

Внутренняя отделка здания, также выполнена из различных панелей текстуры дерева. Бассейн, санузлы и душевые полностью из керамической плитки. В спортивных залах используется паркетное покрытие пола. Для пола в вестибюлях, буфетах, коридорах - керамическая плитка. В остальных помещениях покрытие пола - линолеум.

3 Конструктивный раздел

3.1 Компонировка конструктивной схемы перекрытия

В данном разделе бакалаврской работы рассматривается каркасное здание со сборными перекрытиями. Колонны 400x400мм, многопустотные плиты перекрытия выбраны согласно ГОСТ 9561-91 Плиты перекрытия железобетонные.

Для многофункционального спортивного комплекса подобраны следующие плиты перекрытия:

12000×1500×300 (ПК 120.15)
 6000×1500×220 (ПК 60.15)
 3500×1500×220 (ПК 35.15)
 3000×1500×220 (ПК 30.15)

Компоновочная схема перекрытий представлена на рисунке 2.1. Плиты опираются на ригеля, ригеля соответственно на колонны с консолями.



Рисунок 3.1 – Компоновка конструктивной схемы перекрытия

3.2 Расчет и конструирование многопустотной плиты

3.2.1 Компоновка многопустотной плиты

Для расчета принята многопустотная плита 12000×1500×300, диаметр пустот $d = 180\text{ мм}$, расстояние между пустотами $\tau = 26\text{ мм}$. Плита закомпонована на рисунке 3.2.

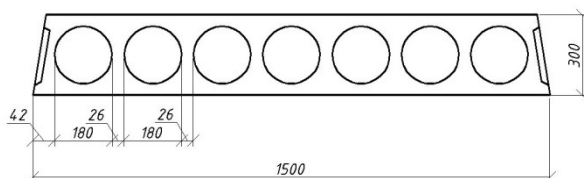


Рисунок 3.2 – Компоновка пустотной плиты перекрытия

Ширину полки: $b_f = b_f' = 1480\text{ мм}$

Толщина ребра: $b_f = 346\text{ мм}$

Толщину полки: $h_f = h'_f = 60 \text{ мм}$

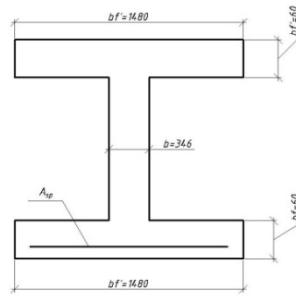


Рисунок 3.3 – Расчетное сечение многопустотной плиты

3.2.2 – Назначение характеристик бетона и арматуры

Бетон класса В25

Нормативные сопротивления бетона второй группы предельных состояний R_{bn}, R_{b1n} (т. 6.7 [19]).

$R_{bn} = 18,5 \text{ МПа}$, - сопротивление бетона осевому сжатию.

$R_{b1n} = 1,55 \text{ МПа}$ - сопротивление бетона осевому растяжению.

Расчетное сопротивление бетона первой группе предельных состояний R_b, R_{b1} (т. 6.8 [19]).

$R_b = 14,5 \text{ МПа}$, - сопротивление бетона осевому сжатию.

$R_{b1} = 1,05 \text{ МПа}$ - сопротивление бетона осевому растяжению.

Расчетное сопротивление бетона второй группы предельных состояний R_{bser}, R_{b1ser} (т. 6.7 [19]).

$R_{bser} = 18,5 \text{ МПа}$ - сопротивление бетона осевому сжатию.

$R_{b1ser} = 1,55 \text{ МПа}$ - сопротивление бетона осевому растяжению.

Значение начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении (т. 6.11 [19])

$$E_b = 30 \cdot 10^{-3} \text{ МПа}$$

Коэффициент условия работы бетона принимаем (т. 6.1.12 [19])

$$\gamma_{b9} = 0,9$$

Напрягаемая арматура класса А800

Расчетное сопротивление арматуры растяжению первой группе предельных состояний $R_s = 695 \text{ МПа}$ (т. 6.14 [19])

R_{sn} - нормативное сопротивление арматуры по 2 группе предельных состояний; $R_{sn} = 800 \text{ МПа}$ (т. 6.13 [19]).

Значение модуля упругости арматуры (п. 6.2.12 [19]).

$$E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$$

Предварительное напряжение σ_{sp} арматуры, принимаем механическим способом:

$$R_{s,ser} \cdot 0,32 \leq \sigma_{sp} \leq R_{s,ser} \cdot 0,95$$

Определяем предварительное напряжение

$$\sigma_{sp} = 0,75 \cdot R_{sn}$$

где R_{sn} - нормативное сопротивление арматуры по 2 группе предельных состояний;

$$\sigma_{sp} = 0,75 \cdot 800 = 600 \text{ МПа}$$

Проверка выполнения условия предварительного натяжения:

$$256 \text{ МПа} \leq 600 \text{ МПа} \leq 720 \text{ МПа}$$

Вывод: Условие выполняется, тем самым назначаем механический способ напряжения.

3.2.3 Определение расчетного пролета, усилия, расчетная схема, нагрузки

За расчетные пролеты плиты принимаем: в средних пролетах- расстояние в свету между гранями ригелей, а крайних- расстояние от граней ригеля до оси опоры на стене.

Расчетный пролет плиты в продольном направлении

$$l_0^{np} = l_2 - \frac{b_p}{2}, \quad (3.1)$$

$$l_0^{np} = 12000 - \frac{250}{2} = 11,88 \text{ м}$$

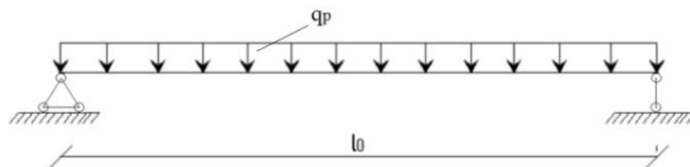


Рисунок 3.4 – Расчетная схема плиты

Подсчет нагрузок на 1 м^2 перекрытия приведен в таблице 3.1

Таблица 3.1 – Сбор нагрузок на многопустотную плиту

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/ м^2 $q^n = \sigma \cdot p$	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, Н/ м^2 $q^p = q^n \cdot \gamma_f$
1. <u>Постоянная</u> 1.1 Собственный вес многопустотной плиты	3000	1.1т.7.1 [18]	3300

1.2 Цементно-песчаная стяжка $\delta = 50\text{мм}$; $\rho = 1800\text{м}^3$	900	1,3 т.7.1 [18]	1170
1.3 Керамическая плитка $\delta = 10\text{мм}$; $\rho = 2400\text{м}^3$	240	1,1 т.7.1 [18]	264
Итого:	4140		4734
2. Временная (т.8.3[18])	5000	1,2 п.8 [18]	6000
В том числе: длительная 55%	2750	1,2 п.8 [18]	3300
кратковременная 45%	2250	1,2 п.8 [18]	2700
Полная нагрузка	9140		10734
В том числе: постоянная (4140) и длительная (2750)	6890		
кратковременная	2250		

С учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$ т.2[18] находим нагрузки: постоянную, нормативную и полную, умножая их на грузовые площади плит.

Определение полной расчетной нагрузки:

$$q_p = q_p^* \cdot a_n \cdot \gamma_n, \quad (3.2)$$

где q_p^* - полная расчетная нагрузка;

a_n - грузовая площадь плиты;

γ_n - коэффициент надежности по назначению здания

$$q_p = 10,734 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 15,30 \text{ кН / м}$$

Определение нормативной нагрузки:

$$q_n = q_n^* \cdot a_n \cdot \gamma_n \quad (3.3)$$

где q_n^* - полная нормативная нагрузка;

a_n - грузовая площадь плиты;

γ_n - коэффициент надежности по назначению здания

$$q_n = 9,14 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 13,3 \text{ кН / м}$$

Определение длительной и постоянной нагрузки:

$$q_{dun} = q_{dun}^* \cdot a_n \cdot \gamma_n \quad (3.4)$$

где q_{dun}^* - длительная и постоянная нагрузка;

a_n - грузовая площадь плиты;

γ_n - коэффициент надежности по назначению здания

$$q_{dun} = 6,89 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 9,82 \text{ кН / м}$$

Определение усилия от расчетных и нормативных нагрузок:

От расчетной нагрузки:

$$M_p = q_p \cdot \frac{l_0^2}{8} \quad (3.5)$$

$$Q_p = q_p \cdot \frac{l_0}{2} \quad (3.6)$$

где q_p - полная расчетная нагрузка;

l_0 - пролет плиты в продольном направлении;

$$M_p = 15,30 \cdot \frac{11,88^2}{8} = 269,92 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_p = 15,30 \cdot \frac{11,88}{2} = 90,88 \text{ кН}$$

Согласно полученному значению строим эпюры моментов и поперечных сил от расчетной нагрузки (рисунок 3.5)

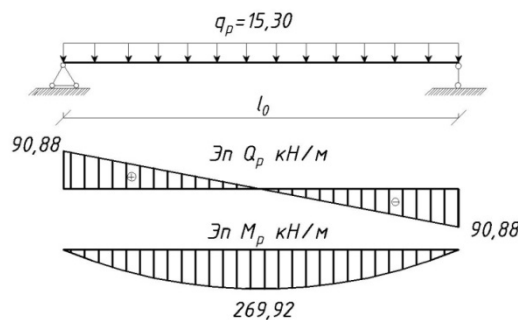


Рисунок 3.5 - Эпюры моментов и поперечных сил от расчетной нагрузки.

От нормативной нагрузки:

$$M_n = q_n \cdot \frac{l_0^2}{8} \quad (3.7)$$

$$Q_n = q_n \cdot \frac{l_0}{2} \quad (3.8)$$

где q_n - полная нормативная нагрузка;

l_0 - пролет плиты в продольном направлении;

$$M_n = 13,3 \cdot \frac{11,88^2}{8} = 234,64 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_n = 13,3 \cdot \frac{11,88}{2} = 79 \text{ кН}$$

Согласно полученному значению строим эпюры моментов и поперечных сил от нормативной нагрузки (рисунок 3.6)

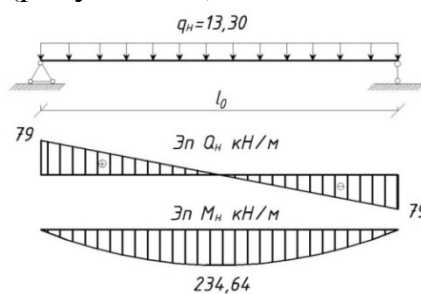


Рисунок 3.6 - Эпюры моментов и поперечных сил от нормативной нагрузки.

Определение усилия от длительной и постоянной нагрузки:

$$M_{\text{дун}} = q_{\text{дун}} \cdot \frac{l_0^2}{8} \quad (3.9)$$

$$Q_{\text{дун}} = q_{\text{дун}} \cdot \frac{l_0}{2} \quad (3.10)$$

где $q_{\text{дун}}$ - длительная и постоянная нагрузка;

l_0 - пролет плиты в продольном направлении;

$$M_{\text{дун}} = 9,82 \cdot \frac{11,88^2}{8} = 173,24 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_{\text{дун}} = 9,82 \cdot \frac{11,88}{2} = 58,33 \text{ кН}$$

Согласно полученному значению строим эпюры моментов и поперечных сил от длительной и постоянной нагрузки (рисунок 3.7)

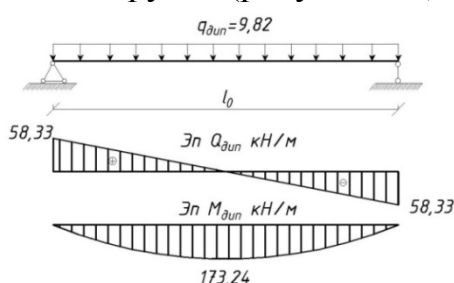


Рисунок 3.7 - Эпюры моментов и поперечных сил от длительной и постоянной нагрузки.

3.2.4 Расчет прочности плиты по нормальному сечению к продольной оси, расчет по несущей способности, расчет по первой группе предельных состояний (подбор продольной рабочей арматуры)

Рабочая высота сечения:

$$h_0 = 300 - 40 = 260 \text{ мм}$$

Принимаем момент от расчетной нагрузки $M_p = 269,92 \text{ кНм}$ (рисунок 3.5).

В связи с тем что бетон очень хорошо работает на сжатие, но плохо на растяжение, то в расчете на прочность принимаем тавровое сечение (рисунок 3.8), а в расчете на образование трещин используется двутавровое сечение, потому что в нижней полке возможно появление трещин.

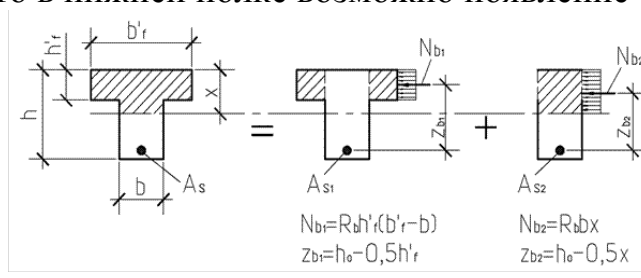


Рисунок 3.8 - Расчетная схема усилий при расчете прочности элемента по нормальному сечению.

Сечение тавровое с полкой в сжатой зоне, вычисляем по формуле:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f \cdot h_0^2} \quad (\text{формула 3.14 [23]}) \quad (3.11)$$

где M - расчетный момент (рисунок 3.5)

R_b - расчетное сопротивления бетона осевому сжатию по первой группе предельных состояний; $R_b = 14,5 \text{ МПа}$;

b_f - ширина полки в сжатой зоне бетона;

h_0^2 - рабочая высота сечения;

$$\alpha_m = \frac{26992000}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 148 \cdot 26^2 \cdot 100} = 0,21$$

Находим $\xi = 0,24, \zeta = 0,88$ по таблице 3.1 [23]

$\xi = x \cdot h_0 = 0,24 \cdot 26 = 6,24 \text{ см} > 6 \text{ см}$ что означает - нейтральная ось проходит в ребре.

Тогда заново подберем сечение по формуле:

$$\alpha_m = \frac{M - R_b \cdot (b_f - b) \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f)}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}, \text{ где} \quad (3.12)$$

где M - расчетный момент

R_b - расчетное сопротивления бетона осевому сжатию по первой группе предельных состояний; $R_b = 14,5 \text{ МПа}$;

b_f - ширина полки в сжатой зоне бетона;

b - толщина ребра;

h_f - толщина полки;

h_0^2 - рабочая высота сечения;

$$\alpha_m = \frac{269920000 - 0,9 \cdot 14,5 \cdot (1480 - 346) \cdot 60 \cdot (260 - 0,5 \cdot 60)}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 346 \cdot 260^2} = 0,215$$

Находим $\xi = 0,26, \zeta = 0,875$ по таблице 3.1 [23]

Характеристики сжатой зоны: $\omega = 0,85 - 0,008 R_b$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 14,5 = 0,76$$

Находим граничную высоту сжатой зоны по формуле:

$$\xi_R = \frac{\omega}{[1 + \frac{\sigma_{SR}}{500} + (1 - \frac{\omega}{1,1})]} \quad (3.13)$$

$$\xi_R = \frac{0,76}{[1 + \frac{495}{500} + (1 - \frac{0,76}{1,1})]} = 0,45$$

$$\sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{SR} - \Delta \sigma_{SR} = 695 + 400 - 600 = 495 \text{ МПа} \quad (3.14)$$

$\xi < \xi_R = 0,25 < 0,45$ - условие выполняется.

Вычисляем площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot b \cdot h_0 + (b_f' - b) \cdot h_f' \cdot R_b}{R_s}, \text{ где} \quad (3.15)$$

R_s - расчетное сопротивление растяжению арматуры, $R_s = 695 \text{ МПа}$;

h_0 - рабочая высота сечения;

b_f' - ширина полки в сжатой зоне бетона;

b - толщина ребра;

h_f' - толщина полки;

$$A_{sp} = \frac{0,25 \cdot 34,6 \cdot 26 + (148 - 34,6) \cdot 6 \cdot 14,5 \cdot 0,9}{695} = 13,1 \text{ см}^2$$

Принимаем $A_{sp} = 15,71 \text{ см}^2$, 5 $\varnothing 20 \text{ A800}$ (прил.6 [23])

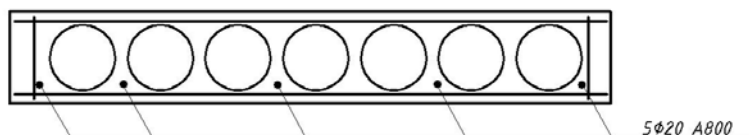


Рисунок 3.9 - Схема армирования продольной рабочей арматуры.

3.2.5 Расчет прочности плиты по сечению, наклонному к продольной оси

Принимаем момент от расчетной нагрузки $Q_p = 90,88 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (рисунок 3.5).

Разрушение изгибаемого момента по наклонному сечению происходит вследствие одновременного действия на него поперечных сил и изгибающих моментов. В соответствии с этим воздействием развиваются внутренние усилия в бетоне сжатой зоны над наклонной трещиной и осевые усилия в арматуре, пересекаемой наклонной трещиной. На рисунке 3.10 показана схема усилий наклонного сечения.

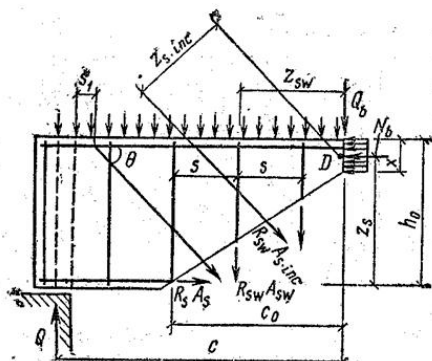


Рисунок 3.10 – Расчетная схема усилий в наклонном сечении

В многопустотных плитах допускается не устанавливать поперечную арматуру. В связи с этим выполняем проверку прочности сечения плиты при отсутствии поперечного армирования.

Проверка условия требования поперечной арматуры:

$$2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \geq Q_p, \quad (3.16)$$

где R_{bt} - сопротивление бетона осевому растяжению I группы предельных состояний;

b - толщина ребра по первой группе предельных состояний;

h_0 - рабочая высота сечения;

$$2,5 \cdot 1,50 \cdot 346 \cdot 260 = 337,35 \text{ кН} \geq 90,88 \text{ кН}$$

Вывод: Условие выполняется.

Армирование плиты, где поперечные стержни, воспринимающие усилия Q , устанавливаются конструктивно через 2 диаметра (рисунок 3.11).

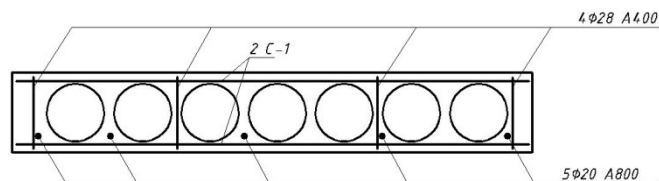


Рисунок 3.11 – Схема армирования поперечной арматурой

Принимаем $A_s = 24,63 \text{ см}^2$, 4 Ø 28 A400 (прил. 6 [23])

Определение влияния усилия обжатия:

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} - \sigma_{sp}^l \cdot A_{sp}^l - \sigma_s \cdot A_s - \sigma_s^l \cdot A_s^l, \quad (3.17)$$

где σ_{sp} - величина преднапряжения;

A_{sp} - площадь сечения растянутой арматуры;

σ_s^l - напряжения в ненапрягаемой арматуре вызванные ползучестью бетона;

σ_s - напряжения в ненапрягаемой арматуре вызванные усадкой бетона;

$$P = 600 \cdot 1571 - 32 \cdot 2463 - 174 \cdot 2463 = 435,22 \text{ кН}$$

Определение передаточной прочности бетона:

$$R_{bp} = 0,8B = 0,8 \cdot 25 = 20 \text{ МПа} \quad (3.18)$$

Определение коэффициентов α и β :

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{bp} \leq 0,8, \quad (3.19)$$

где R_{bp} - передаточная прочность бетона;

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 20 = 0,75 \leq 0,8$$

Вывод: Принимаем $\alpha = 0,8$.

$$1,1 \leq \beta = 5,25 + 0,185 \cdot R_{bp} \leq 2,5 \quad (3.20)$$

$$1,1 \leq \beta = 5,25 - 0,185 \cdot 20 = 1,55 \leq 2,5$$

Вывод: Принимаем $\beta = 1,1$.

Определение напряжения в ненапрягаемой арматуре, вызванного усадкой и ползучестью бетона:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \alpha, \quad (3.21)$$

Где $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$ - сжимающее напряжение в бетоне в стадии предварительного обжатия в долях от передаточной прочности бетона п.8 [19];

$$\sigma_{bp} = \alpha \cdot R_{bp} = 0,8 \cdot 20 = 16 \text{ МПа} \quad (3.22)$$

$$\sigma_s = \sigma_6 = 40 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 40 \cdot \frac{16}{20} = 32 \text{ МПа} \quad (3.23)$$

Определение ползучести бетона:

$$\sigma_9 = 300 \cdot \alpha \cdot \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,375 \right) = 300 \cdot 0,8 \cdot \left(\frac{16}{20} - 0,375 \right) = 102 \text{ МПа}, \quad (3.24)$$

α - коэффициент, принимаемый для бетона естественного твердения п.8 [19];

Определение суммы потерь напряжений от усадки и ползучести бетона:

$$\sigma_s^I = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9, \quad (3.25)$$

где $\sigma_6, \sigma_8, \sigma_9$ - потери от быстро натекающей ползучести, от усадки бетона, от ползучести бетона соответственно п.9 [19];

$$\sigma_s^I = 32 + 40 + 102 = 174 \text{ МПа}$$

Определение коэффициента, учитывающего влияние продольных сжимающих сил:

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{P}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0}, \quad (3.26)$$

где P -усилие предварительного обжатия;

R_{bt} - сопротивление бетона осевому растяжению I группе предельных состояний т. 6.8[19];

b - толщина ребра по первой группе предельных состояний;

h_0 -рабочая высота сечения;

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{435,22 \cdot 10^3}{1,05 \cdot 346 \cdot 260} = 0,46 \leq 0,5$$

Определение коэффициента, учитывающего влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах:

$$\varphi_f = 0,75 \cdot \frac{(b_f^I - b) \cdot h_f^I}{b \cdot h_0} \leq 0,5, \quad (3.27)$$

где b_f^I -ширина полки;

b - толщина ребра по первой группе предельных состояний;

h_0 -рабочая высота сечения;

h_f^l - толщина полки;

При этом $b_f^l \leq (b + 3 \cdot h_f^l)$, а поперечная арматура должна быть заанкерована в полке.

$$1,48 \leq (0,346 + 3 \cdot 0,06) = 0,53 \text{ м}$$

Вывод: Условие не выполняется. Принимаем $b_f^l = 0,53 \text{ м}$

$$\varphi_f = 0,75 \cdot \frac{(0,53 - 0,346) \cdot 0,06}{0,346 \cdot 0,26} = 0,09 \leq 0,5$$

Определение минимального поперечного усилия, воспринимаемого бетоном сжатой зоны над вершиной наклонного сечения:

$$M_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2, \quad (3.28)$$

где φ_{b2} - коэффициент принимаемый по т. 6.12 [19];

φ_f - коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах;

h_0 - рабочая высота сечения;

φ_n - коэффициент, учитывающий влияние продольных сил;

R_{bt} - сопротивление бетона осевому растяжению I группы предельных состояний. 6.8[19];

b - толщина ребра по первой группе предельных состояний;

$$M_b = 2 \cdot (1 + 0,09 + 0,46) \cdot 1,05 \cdot 10^6 \cdot 0,346 \cdot 0,26^2 = 76,13 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Определение проекции наклонного сечения:

$$c = \frac{M_b}{0,5 \cdot Q}, \quad (3.29)$$

где M_b - минимальное поперечное усилие, воспринимаемого бетоном сжатой зоны над вершиной наклонного сечения;

Q - расчетная нагрузка (рисунок 3.5);

$$c = \frac{76,13}{0,5 \cdot 90,88} = 1,68 \text{ м}$$

Проверка условия согласно п. 8 [19]:

$$c \leq 2h_0; 1,68 \leq 2 \cdot 0,26 = 0,52 \text{ м} \quad (3.30)$$

Вывод: Условие не выполняется, принимаем $c = 0,52 \text{ м}$.

Вычисляем:

$$Q_b = Q_{sw} = \frac{Q}{2} = \frac{90,88}{2} = 45,44 \text{ кН} \quad (3.31)$$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{76,13}{0,52} = 146,40 \text{ кН} \quad (3.32)$$

Вывод: Условие $Q_b = 146,40 \text{ кН} > Q_{\max} = 90,88 \text{ кН}$ удовлетворяется. Из этого следует, что поперечную арматуру ставим конструктивно.

Диаметр и шаг поперечной арматуры устанавливают по конструктивным требованиям к изгибаемым элементам.

Шаг поперечных стержней по конструктивным требованиям $S = \frac{h}{2} = 150$ мм, но не более 150 мм.

Для всех приопорных участков принят шаг 150 мм на расстоянии $\frac{1}{4}l$ п. 3.1[23]. В средней части пролета принят шаг 225 мм из условия того, что расстояние может быть больше, но не более $\frac{3}{4}h$.

Диаметр поперечных стержней устанавливают из условия сварки с продольными стержнями, принимаем арматуру $\varnothing 4B500$

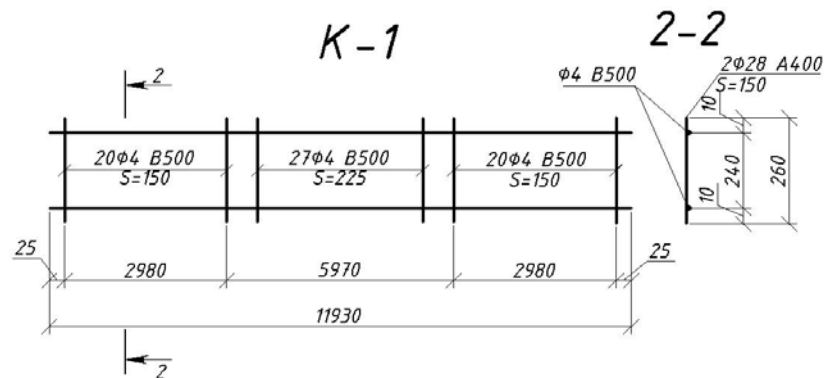


Рисунок 3.12 – Армирование плиты продольным каркасом.

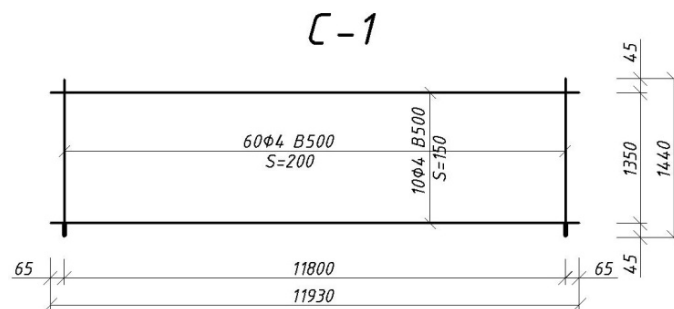


Рисунок 3.13 – Армирование плиты поперечным каркасом.

3.2.6 Расчет пустотной плиты по предельному состоянию II группы

Для расчета по II группе предельных состояний используют сечение – двутавр, поскольку проверяется возможность образования и раскрытия трещин в нижней полке двутавровой балки. Круглые пустоты заменяются на эквивалентные со стороной $0,9d = 0,9 \cdot 18 = 16,2$ см.

Определение толщины полок приведенного сечения:

$$h_f^I = h_f = \frac{h_n - h}{2} = \frac{30 - 16,2}{2} = 6,9 \text{ см} \quad (3.33)$$

Определение ширины ребра приведенного сечения:

$$b = b_f - n_{отс} \cdot h = 148 - 7 \cdot 16,2 = 34,6 \text{ см} \quad (3.34)$$

Определение геометрических характеристик сечения:

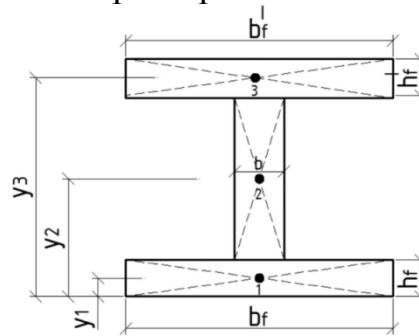


Рисунок 3.14 – Приведенное сечение пустотной плиты.

Определение отношения модулей упругости материалов исходя из равенства арматуры и бетона:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}, \quad (3.35)$$

где E_b - модуль упругости бетона т. 6.11[19];

E_s - модуль упругости арматуры п. 6.2.12 [19];

$$\alpha = \frac{20 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^3} = 6,67 \text{ МПа}$$

Определение площади сечения:

$$A_{red} = \sum A_i = A_b + A_{sp} \cdot \alpha \quad (3.36)$$

$$A_{red} = 148 \cdot 6,9 \cdot 2 + 16,2 \cdot 34,6 + 15,71 \cdot 6,67 = 2707,71 \text{ см}^2$$

Определение статического момента сопротивления:

$$S_{red} = \sum (A_i \cdot y_i), \quad (3.37)$$

где A_i - площадь части сечения;

y_i - расстояние от центра тяжести сечения до оси;

$$S_{red} = (148 \cdot 6,9) \cdot \frac{6,9}{2} + 34,6 \cdot (30 - 2 \cdot 6,9) \cdot \frac{6,9}{2} + 148 \cdot 6,9 \cdot (30 - \frac{6,9}{2}) + 6,67 \cdot 15,71 \cdot 90,88 = 42092,71 \text{ см}^3$$

Определение расстояния от центра тяжести сечения до нижней грани:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{42092,71}{2707,71} = 15,55 \text{ см}$$

Определение момента инерции приведенного сечения:

$$I_{red} = \sum (I_i + A_i (y_0 - y_i)^2), \quad (3.38)$$

где A_i - площадь части сечения;

I_i - момент инерции сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести этого сечения;

$$\begin{aligned}
I_{red} &= \frac{148 \cdot 6,9^3}{2} + 148 \cdot 6,9 \cdot (15,55 - \frac{6,9}{2})^2 + \frac{34,6 \cdot (30 - 2 \cdot 6,9)^3}{12} + 34,6 \cdot (30 - 2 \cdot 6,9) \cdot (15,55 - \\
&- \frac{30 - 2 \cdot 6,9}{2})^2 + \frac{148 \cdot 6,9^3}{2} + 148 \cdot 6,9 \cdot (15,55 - (30 - \frac{6,9}{2}))^2 + 6,67 \cdot 15,71 \cdot (15,55 - 90,88)^2 = \\
&= 959683,73 \text{ кг} \cdot \text{м}^2
\end{aligned}$$

Определение момента сопротивления по нижней и верхней граням:

$$W_{red}^H = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{959683,73}{15,55} = 61716 \text{ см}^3 \quad (3.39)$$

$$W_{red}^B = 61716 \text{ см}^3$$

Определение от центра тяжести до ядровых точек:

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1,6 - 0,8 = 0,8 \quad (3.40)$$

$$r^e = \varphi \cdot \frac{W_{red}^H}{A_{red}} = 0,8 \cdot \frac{61716}{2707,71} = 18,23 \text{ см} \quad (3.41)$$

$$r^u = \varphi \cdot \frac{W_{red}^B}{A_{red}} = 0,8 \cdot \frac{61716}{2707,71} = 18,23 \text{ см} \quad (3.42)$$

Определение упругопластического момента сопротивления приведенного сечения по верхней и нижней граням:

$$W_{pl}^H = \gamma \cdot W_{red}^H = 1,5 \cdot 61716 = 92574 \text{ см}^3 \quad (3.43)$$

$$W_{pl}^B = \gamma \cdot W_{red}^B = 1,5 \cdot 61716 = 92574 \text{ см}^3 \quad (3.44)$$

Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Определение первых потерь от деформации анкеров, трения арматуры об огибающие приспособления, от релаксации напряжений в арматуре и т.д. п.9 [19]:

Коэффициент точности натяжения арматуры принимают $\gamma_{sp} = 1$.

Релаксация напряжений стержневой арматуры.

$$\sigma_1 = 0,1 \cdot s_{sp} - 20, \quad (3.45)$$

где s_{sp} - величина преднапряжения;

$$\sigma_1 = 0,1 \cdot 600 - 20 = 40 \text{ МПа}$$

Потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами $\sigma_2 = 0$, так как при пропаривании форма с упорами нагревается вместе с изделием.

Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s, \quad (3.46)$$

где Δl - смещения стержней в инвентарных зажимах;

l - длина натягивающего стержня;

E_s - модуль упругости арматуры; $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа п. 6.2.12 [19]

$$\sigma_3 = \frac{2,3}{11930} \cdot 20 \cdot 10^4 = 38,56 \text{ МПа}$$

Определение смещения стержней в инвентарных зажимах:

$$\Delta l = 1,25 + 0,15 \cdot d = 1,25 + 0,15 \cdot 7 = 2,3 \text{ мм} \quad (3.47)$$

Потери от трения арматуры $\sigma_4 = 0$

Потери от деформации стальной формы при изготовлении предварительно напряженных железобетонных конструкций $\sigma_5 = 30$ МПа. Это связано с тем, что отсутствуют данные о технологии и конструкции формы.

Потери от быстро натекающей ползучести бетона:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,8 \leq 0,8, \text{ то } \sigma_6 = 40 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}, \quad (3.48)$$

где $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$ - сжимающее напряжение в бетоне в стадии предварительного

обжатия в долях от передаточной прочности бетона п.9 [19];

$$\sigma_6 = 40 \cdot 0,8 \cdot 0,85 = 27,2 \text{ МПа}$$

Определение усилия обжатия:

$$P_1 = A_s \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1), \quad (3.49)$$

где A_s - сечение арматуры;

σ_{sp} - величина преднапряжения;

σ_1 - релаксация напряжений арматуры;

$$P_1 = 15,71 \cdot (600 - 40) \cdot 100 = 879,76 \text{ кН}$$

Определение эксцентриситета усилия относительно центра тяжести сечения:

$$e_{op} = 15,55 - 3 = 12,55 \text{ см}$$

Определение напряжения в бетоне при обжатии:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_0}{I_{red}}, \quad (3.50)$$

где P_1 - усилие обжатия;

e_{op} - эксцентриситет усилия относительно центра тяжести;

A_{red} - площадь сечения;

I_{red} - момент инерции приведенного сечения;

$$\sigma_{bp} = \left(\frac{879760}{2707,71} + \frac{879760 \cdot 12,55 \cdot 15,55}{959683,73} \right) / 100 = 5,04 \text{ МПа}$$

Определение значения передаточной прочности бетона:

$$\text{Из условия } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75 ; R_{bp} = \frac{5,04}{0,75} = 6,72 < 0,5 \cdot B25 = 12,5 \text{ МПа} \quad (3.51)$$

$$\text{Принимаем } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{6,72}{12,5} = 0,54$$

Определение первых потерь:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_5 + \sigma_6 = 40 + 38,56 + 30 + 27,2 = 135,76 \text{ МПа} \quad (3.52)$$

Потери от релаксации поперечной арматуры: $\sigma_7 = 0$.

Потери от усадки бетона: $\sigma_8 = 40 \text{ МПа}$

Потери от ползучести бетона:

Согласно условия $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,54 \leq 0,75$. Таким образом условие выполняется и

$$\text{расчет ведется по формуле } \sigma_9 = 150 \cdot \alpha \cdot \sigma_{bp} / R_{bp}. \quad (3.53)$$

$$\sigma_9 = 150 \cdot 1 \cdot 0,54 = 81 \text{ МПа}$$

Потери от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры:

$$\sigma_{10} = 0$$

Потери от деформации обжатия стыков между блоками: $\sigma_{11} = 0$

Определение усилия обжатия:

$$P_2 = A_s \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los1}), \quad (3.54)$$

где A_s - сечение арматуры;

σ_{sp} - величина преднапряжения;

σ_{los1} - первые потери;

$$P_2 = 15,71 \cdot (600 - 135,76) \cdot 100 = 729,32 \text{ кН}$$

Определение напряжения в бетоне при обжатии:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_2}{A_{red}} + \frac{P_2 \cdot e_{op} \cdot y_0}{I_{red}}, \quad (3.55)$$

где P_2 - усилие обжатия;

e_{op} - эксцентриситет усилия относительно центра тяжести;

A_{red} - площадь сечения;

I_{red} - момент инерции приведенного сечения;

$$\sigma_{bp} = \left(\frac{729320}{2707,71} + \frac{729320 \cdot 12,55 \cdot 15,55}{959683,73} \right) / 100 = 4,18 \text{ МПа}$$

Определение вторых потерь:

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 40 + 81 = 121 \text{ МПа} \quad (3.56)$$

Определение полных потерь:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 135,76 + 121 = 256,76 \text{ МПа} \quad (3.57)$$

Определения усилия обжатия с учетом полных потерь:

$$P = A_s \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los}), \quad (3.58)$$

где A_s -сечение арматуры;

σ_{sp} -величина преднапряжения;

σ_{los} - полные потери;

$$P = 15,71 \cdot (600 - 256,76) \cdot 100 = 539,23 \text{ кН}$$

Расчет по образованию трещин

Данный расчет выполняют для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин. Таким образом для элементов, к которым предъявляется требование 3 – й категории, принимают значение коэффициентов надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$ т. 7.1 [18].

Определение ядрового момента усилия обжатия:

$$M_{rp} = P \cdot (e_{op} + r), \quad (3.59)$$

где P - усилие обжатия;

e_{op} -эксцентриситет усилия относительно центра тяжести;

r - расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны;

$$M_{rp} = 539,23 \cdot (12,55 + 18,23) \cdot 0,9 = 14937749,46 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Определение момента образования трещин:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp}, \quad (3.60)$$

где M_{rp} -момент усилия обжатия относительно оси, проходящей через ядровую точку;

W_{pl} -упругопластичный момент;

$R_{bt,ser}$ - сопротивление бетона осевому сжатию по II группе предельных состояний. 6.7 [19];

$$M_{crc} = 1,55 \cdot 92574 \cdot 100 + 14937749,46 = 292,88 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Проверка условия раскрытия трещин:

$$M_{\max} = 269 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{crc} = 292,87 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Вывод: В данном случае условие выполняется, можно не выполнять расчет по раскрытию трещин.

Расчет прогиба плиты

Прогиб плиты определяют от постоянной и длительной нагрузок. Схематически зависимость прогиба элемента от вида нагрузки на него приведена на рисунке 3.15.

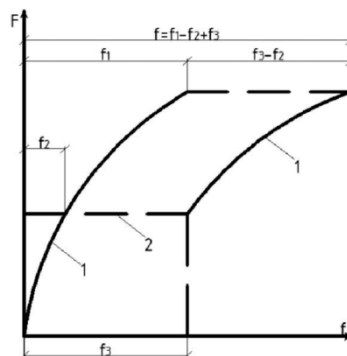


Рисунок 3.15 – Прогиб ж/б элемента при действии кратковременной и длительной нагрузок.

1 – кратковременный прогиб; 2 – длительный прогиб

Определение предельного прогиба:

Из СП «Нагрузки и воздействия» п.15.2: для элементов конструкции зданий и сооружений, предельные прогибы и перемещения которых не оговорены настоящими другими нормативными элементами, вертикальные и горизонтальные прогибы и перемещения от постоянных, длительных и кратковременных нагрузок не должна превышать $\frac{1}{150}$ пролета или $\frac{1}{75}$ вылета консоли.

$$f = \frac{l}{75} = \frac{11930}{75} = 15,9 \text{ см} \quad (3.61)$$

Замещающий момент равен изгибающему моменту от постоянной и длительной нагрузок $M_l = 173,24 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (рисунок 3.7).

Определение суммарных продольных сил с учетом всех потерь:

$$\gamma_{sp} = 1; N_{tot} = P = 539,23 \text{ кН} \quad (3.62)$$

Определение эксцентриситета:

$$e_{tot} = \frac{M}{N_{tot}}, \quad (3.63)$$

где M - момент от постоянной и длительной нагрузки;

N_{tot} - суммарные продольные силы с учетом всех потерь;

$$e_{tot} = \frac{17324000}{53923} = 32,13 \text{ см}$$

Коэффициент $\varphi_t = 0,8$ - при длительном действии нагрузок п. 7.6 [18].

Определение коэффициента:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}}{M_z - M_{rp}}, \quad (3.64)$$

где $R_{bt,ser}$ - сопротивление бетона осевому сжатию по Пгруппе предельных состояний;

W_{pl} -упругопластичный момент;

$$\varphi_m = \frac{1,55 \cdot 89975,96 \cdot 100}{17324000 - 14690242,89} = 5,30 > 1$$

Вывод: Принимаем $\varphi_m = 1$.

Определение коэффициента, характеризующего неравномерность растянутой арматуры на участке между трещинами:

$$\varphi_s = 1,25 - \varphi_{es} \cdot \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \cdot \varphi_m) \cdot e_{s,tot} / h_0}, \quad (3.65)$$

где $e_{s,tot}$ - расстояние от центра тяжести площади сечения растянутой арматуры до суммарного усилия;

φ_{es} -коэффициент, характеризующий длительность действия нагрузки и профиль арматурных стержней;

$$\varphi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 1 = 0,15 < 1$$

Определение кривизны оси при изгибе:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 \cdot z_1} \cdot \left(\frac{\varphi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\varphi_b}{\nu \cdot E_b \cdot A_b} \right) - \frac{N_{tot}}{h_0} \cdot \frac{\varphi_s}{E_s \cdot A_s}, \quad (3.66)$$

где M - момент от постоянной и длительной нагрузке;

φ_s -коэффициент, характеризующий неравномерность растянутой арматуры на участке между трещинами;

$$\varphi_b = 0,9 \text{ п. 6 [2];}$$

ν -коэффициент, принимающийся при длительных нагрузках;

$$\frac{1}{r} = \frac{17324000}{26 \cdot 23 \cdot 100} \cdot \left(\frac{0,15}{200000 \cdot 15,71} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 30000 \cdot 888} \right) - \frac{539230}{26} \cdot \frac{0,15}{200000 \cdot 15,71 \cdot 100} = 6,92 \cdot 10^{-5}$$

$$z_1 = z_s = h_0 - 0,5 \cdot h_f = 260 - 0,5 \cdot 60 = 230 \text{ мм} = 23 \text{ см} \quad (3.67)$$

$$A_b = b_f \cdot h_f = 148 \cdot 6 = 888 \text{ см}^2$$

Определение прогиба:

$$f = \left(\frac{1}{r} \right) \cdot s \cdot l^2, \quad (3.68)$$

где s - коэффициент, который зависит от расчетной схемы элемента и вида нагрузки;

$$f = (6,92 \cdot 10^{-5}) \cdot \frac{5}{48} \cdot 1188^2 = 10,17 \text{ см} < 15,9 \text{ см}$$

Вывод: Условие выполняется.

3.3 Проектирование ригеля

Рассчитываем ригель как неразрезную балку. При этом возможен учет образования пластических шарниров, приводящих к перераспределению и выравниванию изгибающих моментов между отдельными сечениями.

Сущность расчета статически не определимых железобетонных конструкций с учетом перераспределений заключается в следующем: при некотором значении напряжения в растянутой арматуре пластических деформаций (текучести) в железобетонных конструкциях возникает участок больших местных деформаций, называемых пластическим шарниром. В статически определимой конструкции, например, в свободно лежащей балке (рисунок 3.16). σ

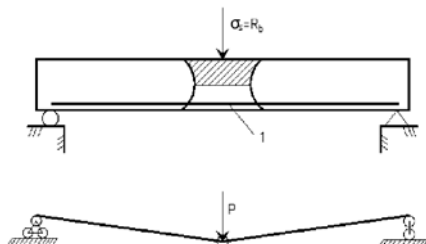


Рисунок 3.16 – Пластический шарнир в статически определимой конструкции

В таком случае с появлением пластического шарнира под влиянием взаимного поворота частей балки и развивающегося значительного прогиба высота сжатой зоны сокращается, в результате наступает разрушение.

Иначе ведет себя статически неопределимая конструкция (рисунок 3.17).

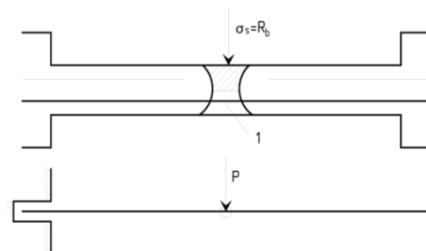


Рисунок 3.17 – Пластический шарнир в статически неопределимой конструкции.

В балке, защемленной на опорах, с появлением пластического шарнира повороту частей балки, развитию прогиба системы и увеличению напряжений в сжатой зоне препятствуют лишние связи и возникает Пстадия. При дальнейшем увеличении нагрузок разрушение в пластическом шарнире не произойдет до тех пор, пока не появятся новые пластические шарниры и не включатся лишние связи. В статически неопределенной системе возникновение пластического шарнира равносильно выключению лишней связи и снижению на одну степень статической неопределимости системы.

3.3.1 Назначение расчетного пролета ригеля, нагрузок и усилий

Согласно ГОСТ 18980-90 Ригели железобетонные для зданий, подбираем ригель для пролета 6м.

Размеры ригеля: $l = 5560\text{мм}$, $b = 565\text{мм}$, $h = 450\text{мм}$

Определение площади сечения:

$$A_s = h_p \cdot b, \quad (3.69)$$

где h_p - высота ригеля;

b - ширина ригеля;

$$A_s = 0,45 \cdot 0,565 = 0,25\text{м}^2$$

Определение собственного веса ригеля:

$$q_{\text{вес}}^{\text{ру2}} = A_s \cdot \gamma_f \cdot \rho \cdot \gamma_n, \quad (3.70)$$

где A_s - площадь сечения;

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке т. 7.1 [18];

ρ - плотность материала Т.1 [6];

γ_n - коэффициент надежности по зданию;

$$q_{\text{вес}}^{\text{ру2}} = 0,25 \cdot 1,1 \cdot 25 \cdot 0,95 = 6,53\text{кН} / \text{м}$$

Определение постоянной нагрузки:

$$g_{\text{пост}}^{\text{н1}} = q_p \cdot a_{\text{ру2}}^{\text{зр}} \cdot \gamma_n, \quad (3.71)$$

где $q_{\text{рас}}$ - расчетная нагрузка (таблица 3.1);

$a_{\text{ру2}}^{\text{зр}}$ - грузовая площадь ригеля (рисунок 3.1);

γ_n - коэффициент надежности по зданию;

$q_{\text{вес}}^{\text{ру2}}$ - собственный вес ригеля;

$$g_{\text{пост}}^{\text{н1}} = 4,734 \cdot 12 \cdot 0,95 = 53,97\text{кН} / \text{м}$$

$$Dp = q_{\text{вес}}^{\text{ру2}} \cdot \gamma_n = 6,53 \cdot 0,95 = 6,2\text{кН} / \text{м} \quad (3.72)$$

Итоговая постоянная нагрузка ригеля:

$$G = q_{\text{пост}}^{\text{п}} + Dp = 53,97 + 6,2 = 60,17\text{кН} / \text{м} \quad (3.73)$$

Определение временной нагрузки:

$$v = q_{\text{пост}}^{\text{н1}} \cdot a_{\text{зр}}^{\text{ру2}} \cdot \gamma_n, \quad (3.74)$$

где $q_{\text{пост}}^{\text{н1}}$ - полная расчетная временная нагрузка (таблица 3.1);

$a_{\text{ру2}}^{\text{зр}}$ - грузовая площадь ригеля (рисунок 3.1);

γ_n - коэффициент надежности по зданию;

$$v = 6000 \cdot 12 \cdot 0,95 = 68,4\text{кН} / \text{м}$$

Определение полной нагрузки:

$$g_{пост}^{пл} + v = 60,17 + 68,4 = 128,57 \text{ кН / м} \quad (3.75)$$

Расчет эпюр ведется кинематическим способом. В таком случае балка рассматривается как система жестких звеньев, соединенных друг с другом в местах излома пластическими шарнирами.

Расчет и конструирование ведется статически неопределимых железобетонных конструкций по выровненным моментам позволяет облегчить армирование сечений, что особенно важно для монтажных стыков и позволяет осуществлять одинаковое армирование сварными сетками, где при расчете возникают изгибающие моменты.

При расположении через один пролет получают максимальные моменты в загружаемых пролетах; при расположении временной нагрузки в двух смежных пролетах и далее через один пролет получают максимальные по абсолютному значению моменты на опоре. С целью ослабления армирования в ригеле предусматривают прибавление добавочных треугольных эпюр с произвольными по знаку и значению опорных моментов.

Расчет осуществляем с помощью программы для вычисления значения моментов при не выгоднейших расположениях нагрузки, разработанной на кафедре автодорог. Для этого следует построить эпюры от различных схем нагружения (рисунок 3.18). Цель данного расчета: найти ненаивыгоднейшее сочетание усилий главной балки.

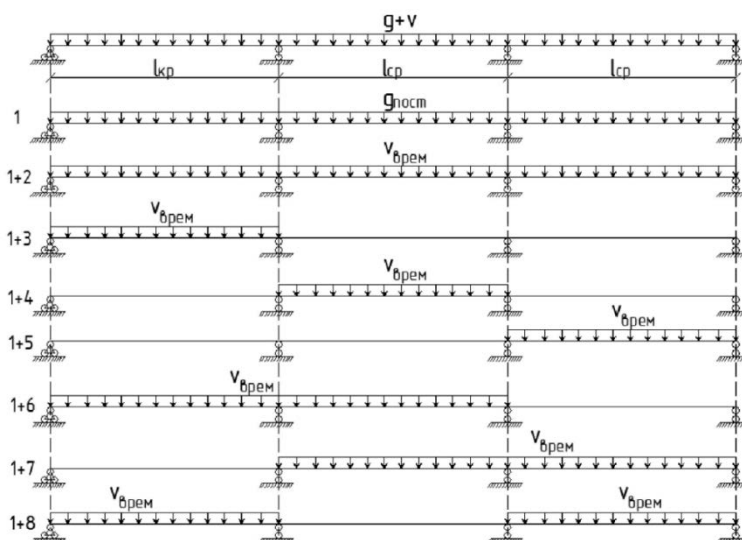


Рисунок 3.18 – Схемы загрузки главной балки постоянной и временной нагрузкой.

Полученный результат отражаем на рисунке 3.19

Расчет Ригеля
Юдакова В
Временная нагрузка D = 68,4 Постоянная G= 60,17 Пролет L=5,56

145,0856
-195,3076
61,3824
-146,9457
855633
-146,9457

356,5346
-307,3755
-35,8842
-229,4108
267,4094
-2294108

89,0516
-307,3755
228,4271
-229,4108
3,0982
-229,4108

282,5274
-449,0469
175,5648
-193,4644
15,7851
-239,9832

108,0820
-269,3146
171,3358
-381,6541
211,3754
-189,2355

349,1339
-315,8334
-20,0255
-189,2355
211,3754
-381,6541

91,1661
-303,1465
225,2553
-239,9832
15,7851
-193,4644

356,5346
-314,3324
-78,3450
182,4878
-314,3324
-44,6489
182,4878
-314,3324

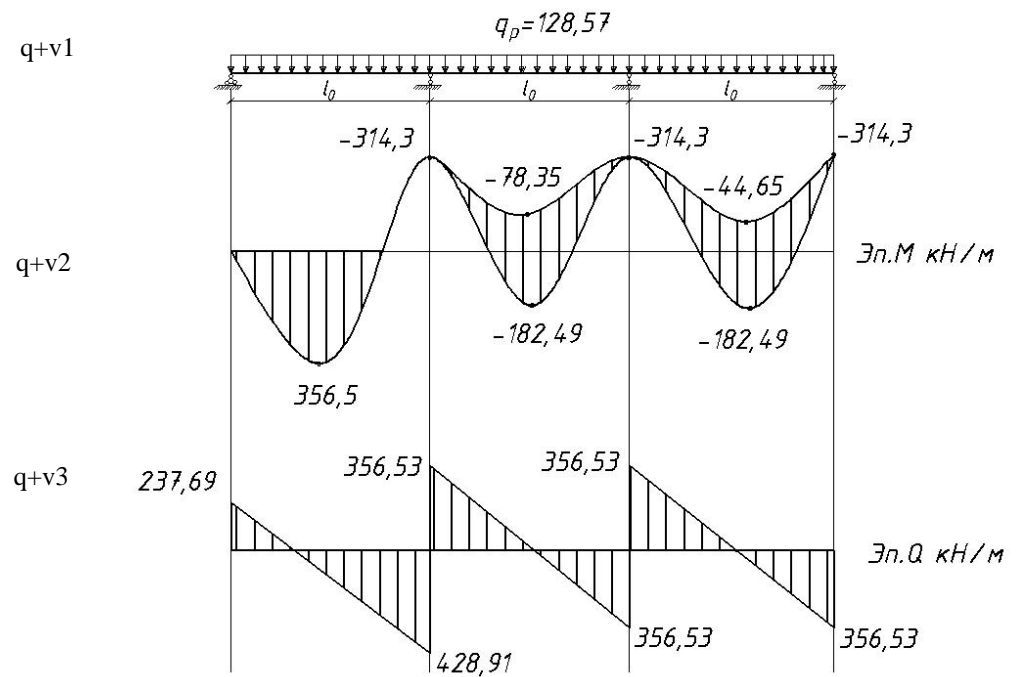


Рисунок 3.19 – Построение выровненной огибающей эпюры

q+v5

q+v6

q+v7

3.3.2 – Назначение характеристик бетона и арматуры

Бетон класса B20

Нормативные сопротивления бетона второй группы предельных состояний R_{bn}, R_{btm} (т. 6.7 [19])

$R_{bn} = 15 \text{ МПа}$, - сопротивление бетона осевому сжатию

$R_{btm} = 1,35 \text{ МПа}$ - сопротивление бетона осевому растяжению

Расчетное сопротивление бетона первой группе предельных состояний R_b, R_{bt} (т. 6.8 [19])

$R_b = 11,5 \text{ МПа}$, - сопротивление бетона осевому сжатию

$R_{bt} = 0,90 \text{ МПа}$ - сопротивление бетона осевому растяжению

Расчетное сопротивление бетона второй группы предельных состояний R_{bser}, R_{btser} (т.6.7 [19])

$R_{bser} = 15 \text{ МПа}$ - сопротивление бетона осевому сжатию

$R_{btser} = 1,35 \text{ МПа}$ - сопротивление бетона осевому растяжению

Значение начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении, (т. 6.11 [19])

$E_b = 27,5 \cdot 10^{-3} \text{ МПа}$

Коэффициент условия работы бетона принимаем, (т. 6.1.12 [19])

$\gamma_{b9} = 0,9$

Напрягаемая арматура класса A400

Расчетное сопротивление арматуры растяжению первой группе предельных состояний $R_s = 435 \text{ МПа}$ (т.6.14 [19])

R_{sn} - нормативное сопротивление арматуры по 2 группе предельных состояний; $R_{sn} = 500 \text{ МПа}$ (т. 6.13 [19])

$R_{sw} = 300 \text{ МПа}$ - расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжением по первой группе предельных состояний (т.6.15 [19])

Значение модуля упругости арматуры, (п. 6.2.12[19])

$E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$

3.3.3 Расчет прочности ригеля по сечениям, нормальным к продольной оси

Определение сечения в первом пролете

Сечение в первом пролете определяют на крайний момент $M_1 = 356,53 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (рисунок 3.19).

Определение рабочей высоты сечения:

$$h_0 = h - a, \quad (3.76)$$

где h - высота сечения;
 a - величина защитного слоя;
 $h_0 = 45 - 3,5 = 41,5 \text{ см}$

Определение α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}, \quad (\text{формула 3.14 [23]}) \quad (3.77)$$

где M - опорный момент (рисунок 3.19);

b - ширина ригеля;

R_b - сопротивление бетона осевому сжатию по I группе предельных состояний т. 6.8 [19];

h_0 - рабочая высота сечения;

$$\alpha_m = \frac{35653000}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 56,5 \cdot 41,5^2 \cdot 100} = 0,354$$

По таблице 3.1 [23] определяем $\zeta = 0,77$; $\xi = 0,46$ Величина сжатой зоны $x = \xi \cdot h_0 = 0,46 \cdot 41,5 = 19,09 \text{ см}$

(3.78)

Определение площади арматуры в первом пролете:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0}, \quad (3.79)$$

где M - опорный момент (рисунок 3.19);

R_s - расчетное сопротивление арматуры растяжению по I группе предельных состояний т. 6.14 [19];

h_0 - рабочая высота сечения;

$$A_s = \frac{35653000}{435 \cdot 0,77 \cdot 41,5 \cdot 100} = 25,65 \text{ см}^2$$

Принимаем $32,17 \text{ см}^2$ 4 \varnothing 32 А400. (прил.6 [23])

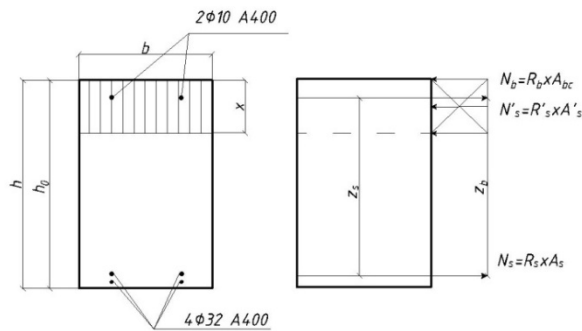


Рисунок 3.20 – Схема внутренних усилий в первом пролете.

Определение сечения в среднем пролете

Сечение в среднем пролете $78,35 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (рисунок 3.19).

Определение α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}, \quad (\text{формула 3.14 [23]}) \quad (3.80)$$

где M - опорный момент (рисунок 3.19);

b - ширина ригеля;

R_b - сопротивление бетона осевому сжатию по I группе предельных состояний т. 6.8 [19];

h_0 - рабочая высота сечения;

$$\alpha_m = \frac{7835000}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 56,5 \cdot 41,5^2 \cdot 100} = 0,77$$

По таблице 3.1 [23] определяем $\zeta = 0,96$; $\xi = 0,08$ Величина сжатой зоны $x = \xi \cdot h_0 = 0,08 \cdot 41,5 = 3,32 \text{ см}$ (3.81)

Определение площади арматуры в первом пролете:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0}, \quad (3.82)$$

где M - опорный момент (рисунок 3.19);

R_s - расчетное сопротивление арматуры растяжению по I группе предельных состояний т. 6.14 [19];

h_0 - рабочая высота сечения;

$$A_s = \frac{7835000}{435 \cdot 0,96 \cdot 41,5 \cdot 100} = 4,52 \text{ см}^2$$

Принимаем $A_s = 5,09 \text{ см}^2$ 2 Ø 18 A400. (прил.6 [23])

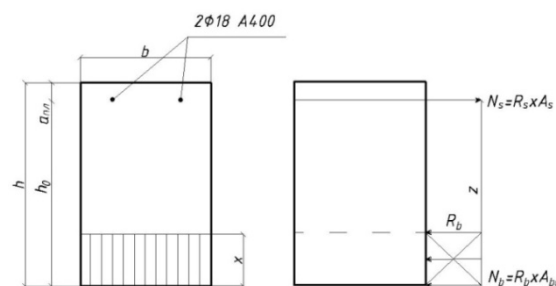


Рисунок 3.21 – Схема внутренних усилий в среднем пролете

Сечение в среднем пролете $M_4 = 182,49 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (рисунок 3.19).

Определение α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}, \quad (\text{формула 3.14 [23]}) \quad (3.83)$$

где M - опорный момент (рисунок 3.19);

b - ширина ригеля;

R_b - сопротивление бетона осевому сжатию по I группе предельных состояний т. 6.8 [19];

h_0 - рабочая высота сечения;

$$\alpha_m = \frac{18249000}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 56,5 \cdot 41,5^2 \cdot 100} = 0,181$$

По таблице 3.1 [23] определяем $\zeta = 0,895$; $\xi = 0,21$ Величина сжатой зоны $x = \xi \cdot h_0 = 0,21 \cdot 41,5 = 8,72 \text{ см}$

Определение площади арматуры в первом пролете:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0}, \quad (3.84)$$

где M - опорный момент (рисунок 3.19);

R_s - расчетное сопротивление арматуры растяжению по I группе предельных состояний т. 6.14 [19];

h_0 - рабочая высота сечения;

$$A_s = \frac{18249000}{435 \cdot 0,895 \cdot 41,5 \cdot 100} = 11,29 \text{ см}^2$$

Принимаем $A_s = 12,56 \text{ см}^2$ 4 $\varnothing 20$ А400. (прил. 6 [23])

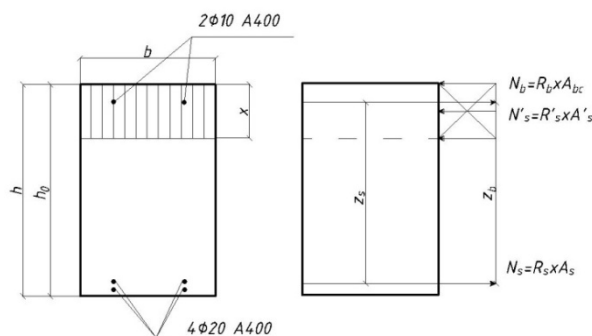


Рисунок 3.22 – Схема внутренних усилий в среднем пролете.

Сечение в крайнем пролете $M_2 = 314,33 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (рисунок 3.20).

Определение α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}, \quad (\text{формула 3.14 [23]}) \quad (3.85)$$

где M - опорный момент (рисунок 3.19);

b - ширина ригеля;

R_b - сопротивление бетона осевому сжатию по I группе предельных состояний т. 6.8 [19];

h_0 - рабочая высота сечения;

$$\alpha_m = \frac{31433000}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 56,5 \cdot 41,5^2 \cdot 100} = 0,312$$

По таблице 3.1 [23] определяем $\zeta = 0,805$; $\xi = 0,39$ Величина сжатой зоны
 $x = \xi \cdot h_0 = 0,39 \cdot 41,5 = 16,19 \text{ см}$ (3.86)

Определение площади арматуры в первом пролете:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0}, \quad (3.88)$$

где M - опорный момент (рисунок 3.20);

R_s - расчетное сопротивление арматуры растяжению по I группе предельных состояний т. 6.14 [19];

h_0 - рабочая высота сечения;

$$A_s = \frac{31433000}{435 \cdot 0,805 \cdot 41,5 \cdot 100} = 21,63 \text{ см}^2$$

Принимаем $A_s = 25,12 \text{ см}^2$ 2 Ø 40 А400. (прил. 6 [23])

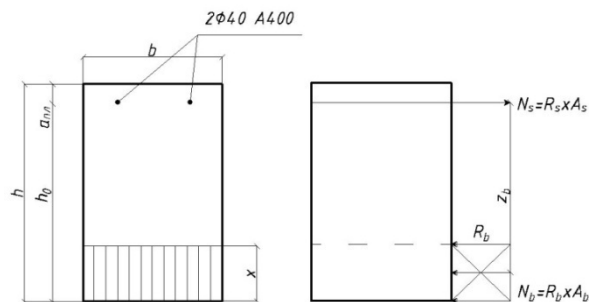


Рисунок 3.23 – Схема внутренних усилий в среднем пролете.

3.3.4 Расчет прочности ригеля по сечениям наклонных к продольной оси

Разрушение изгибаемого элемента по наклонному сечению происходит вследствие действия на него поперечных сил и изгибающих моментов. В соответствии с этим воздействием развиваются внутренние усилия в бетоне сжатой зоны над наклонной трещиной и осевые усилия в арматуре, пересекаемой наклонной трещиной.

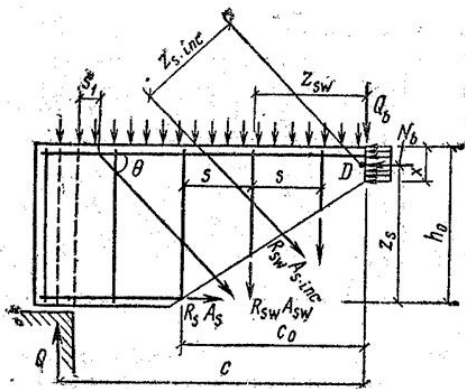


Рисунок 3.24 – Расчетная схема усилий в наклонном сечении

На средней опоре поперечная сила $Q = 428,91 \text{ кН}$. Диаметр поперечных стержней устанавливают из условия свариваемости их с продольной арматурой наибольшего диаметра $d = 40 \text{ мм}$ и принимают равным $d_{sw} = 10 \text{ мм}$ (прил. 9 [23]) с площадью $A_s = 0,785 \text{ см}^2$. При классе А-III $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$ т. 6.15 [19]; поскольку $\frac{d_{sw}}{d} = \frac{10}{40} = \frac{1}{4} < \frac{1}{3}$, то вводят коэффициент условий работы $\gamma_s = 0,9$ и тогда $R_{sw} = 0,9 \cdot 300 = 270 \text{ МПа}$.

Число каркасов – 2. При этом $A_{sw} = 2 \cdot 0,785 = 1,57 \text{ см}^2$. (3.89)

Шаг поперечных стержней по конструктивным условиям $s = \frac{h}{3} = \frac{45}{3} = 15 \text{ см}$. На всех приопорных участках длиной $\frac{l}{4}$ принят шаг $s = 15 \text{ см}$ и в средней части пролета шаг $s = \frac{3 \cdot h}{4} = \frac{3 \cdot 45}{4} = 35 \text{ см}$. (3.90)

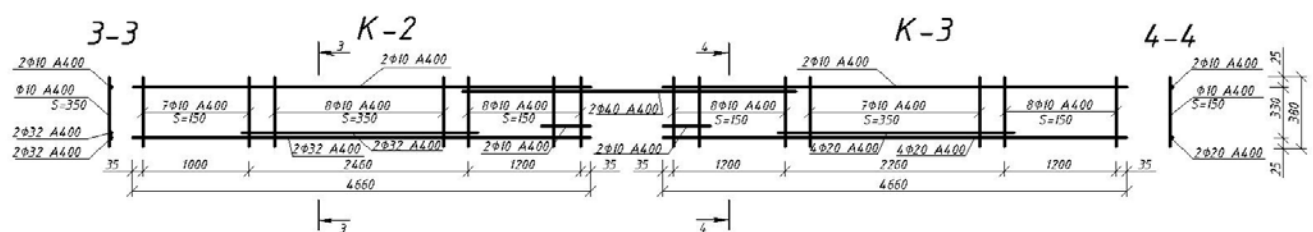


Рисунок 3.25- Армирование ригеля поперечным каркасом.

Определение полного усилия в поперечных стержнях:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S}, \quad (3.91)$$

где A_{sw} - площадь сечения хомутов в одной плоскости;

R_{sw} - расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению;

S - шаг поперечных стержней;

$$q_{sw} = \frac{270 \cdot 1,57 \cdot 100}{15} = 2826 \text{ Н / см}$$

Определение величины $Q_{b \min}$:

$$Q_{b\min} = \gamma_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (3.92)$$

где γ_{b3} - коэффициент для тяжелого бетона п. 6.1 [19];

R_{bt} - сопротивление бетона осевому растяжению $R_{bt} = 0,90$ МПа т. 6.8 [19];

b - ширина ригеля;

h_0 - рабочая высота сечения;

$$Q_{b\min} = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 56,5 \cdot 41,5 \cdot 100 = 114 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

Проверка условия $q_{sw} > \frac{Q_{b\min}}{2 \cdot h_0}$:

$$2826 > \frac{114 \cdot 10^3}{2 \cdot 41,5} = 1373 \text{ Н / см}$$

Вывод: Условие выполняется.

Определение допустимого расстояние между опорой и концом отгиба, а также между концом предыдущего и началом последующего отгиба.

$$S_{\max} = \frac{\gamma_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q}, \quad (3.93)$$

где γ_{b4} - коэффициент для тяжелого бетона п.6.1 [19];

R_{bt} - сопротивление бетона осевому растяжению $R_{bt} = 0,90$ МПа т. 6.8 [19];

b - ширина ригеля;

h_0 - рабочая высота сечения;

$$S_{\max} = \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 56,5 \cdot 41,5^2 \cdot 100}{428,91 \cdot 10^3} = 27,56 \text{ см} > 15 \text{ см} - \text{условие выполняется.}$$

Определение M_b :

$$M_b = \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2, \quad (3.94)$$

где γ_{b2} - коэффициент для тяжелого бетона п.6.1 [19];

R_{bt} - сопротивление бетона осевому растяжению $R_{bt} = 0,90$ МПа т. 6.8 [19];

b - ширина ригеля;

h_0 - рабочая высота сечения;

$$M_b = 2 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 56,5 \cdot 41,5^2 \cdot 100 = 158 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

$$\text{Поскольку } q_1 = g + \frac{\nu}{2} = 60,17 + \frac{68,4}{2} = 94,37 \text{ Н / см} < 0,56 \cdot q_{sw} = 0,56 \cdot 2826 = 1582,56 \text{ Н / см} \quad (3.95)$$

В таком случае значение c вычисляют по формуле:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} \quad (3.96)$$

$$c = \sqrt{\frac{158 \cdot 10^5}{943,7}} = 129,39 \text{ см} < 3,33 \cdot 41,5 = 138,2 \text{ см} \quad (3.97)$$

$$\text{При этом } Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{158 \cdot 10^5}{129,39} = 122 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_{b\min} = 144 \cdot 10^3 \text{ Н} \quad (3.98)$$

Определение поперечной силы в вершине наклонного сечения:

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 428,91 \cdot 10^3 - 943,7 \cdot 129,39 = 307 \cdot 10^3 \text{ Н} \quad (3.98)$$

Определение длины проекции расчетного наклонного сечения:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}}, \quad (3.99)$$

где q_b - полное усилие в поперечных стержнях;

$$c_0 = \sqrt{\frac{158 \cdot 10^5}{2826}} = 74,77 \text{ см} < 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 41,5 = 83 \text{ см}$$

Определение Q_{sw} ;

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 2826 \cdot 74,77 = 211 \cdot 10^3 \text{ Н} \quad (3.100)$$

Определение условия прочности:

$$Q_b + Q_{sw} = 122 \cdot 10^3 + 211 \cdot 10^3 = 333 \cdot 10^3 \text{ Н} > 307 \cdot 10^3 \text{ Н} \quad (3.102)$$

Вывод: прочность обеспечивается.

Проверка прочности по сжатой полосе между наклонными трещинами:

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}, \quad (3.103)$$

где A_{sw} - площадь сечения хомутов в одной плоскости;

b - ширина ригеля;

$$\mu_w = \frac{1,57}{25,5 \cdot 15} = 0,0019 \quad (3.104)$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}, \quad (3.105)$$

где E_b - модуль упругости бетона $E_b = 27,5 \cdot 10^3$ МПа т. 6.11 [19]

E_s - модуль упругости арматуры В500; $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа п. 6.2.12 19[]

$$\alpha = \frac{200000}{27500} = 7,27$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 7,27 \cdot 0,0019 = 1,07 \quad (3.106)$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot R_b, \quad (3.107)$$

где R_b - сопротивление бетона осевому сжатию $R_b = 11,5$ МПа т. 6.8 [19];

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 11,5 = 0,885$$

Проверка условия прочности:

$$Q = 428910 \text{ Н} < 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,07 \cdot 0,885 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 56,5 \cdot 41,5 \cdot 100 = 689422 \text{ Н} \quad (3.109)$$

Вывод: Условие прочности выполняется.

Стыки ригеля с колонной выполняют на ванной сварке выпуском верхних надпорных стержней и сварке закладных деталей ригеля и опорной консоли колонны, затем все замоноличивают бетонным раствором.

3.4 Расчет центрально сжатой колонны

3.4.1 Определение грузовой площади колонны

Колонна рассчитывается как внецентренно нагруженнаястройка расчетной длины l_0 , расчет высоте этажа. При расчете учитывается случайный эксцентриситет e_0 , обусловленный не учтенными в расчете факторами. Постоянные и временные нагрузки от этажей считаются приложенными с этим эксцентриситетом. Рассчитывается колонна нижнего этажа.

Грузовая площадь средней колонны при сетке 6 х 6 м (Рисунок 3.1), а $A_{cp} = 6 \cdot 6 = 36 \text{ м}^2$. Принимаем, что нагрузка с грузовой площади действует на среднюю колонну центрально.

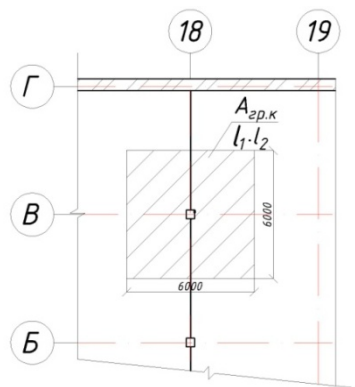


Рисунок 2.26 – Грузовая площадь центрально сжатой колонны.

Предварительно задаемся сечением колонны $b_{xa} = 0,4 \cdot 0,4 \text{ м}$. При этих размерах масса ригеля на 1 м длины составит: $h_{bp} = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 2500 = 400 \text{ кг}$, а на

$$1 \text{ м}^2 b_{bp} = \frac{400}{6} = 66,67 \text{ кг / м}$$

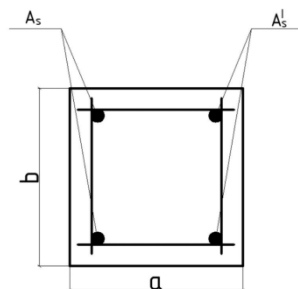


Рисунок 3.27 – Предварительное сечение колонны

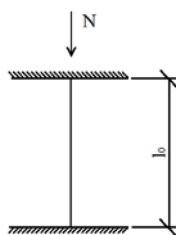


Рисунок 2.28 – Расчетная схема колонны.



Рисунок 2.29 –Сбор нагрузок на колонну .

3.4.2 Сбор нагрузок на колонну первого этажа

Подсчет нагрузок на 1 м² колонны приведены таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Сбор нагрузок на 1 м² колонны

Нагрузка	Нормативная нагрузка Н/м ² $q^n = \delta \cdot \rho$	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f \geq 1$	Расчётная нагрузка, Н/м ² $q^p = q^n \cdot \gamma_f$
Постоянная:			
1. от покрытия:			
1.1 кровельная ТПО мембрана $\delta = 1,5 \text{ мм}$, $\rho = 1100 \text{ кг} / \text{м}^2$	16,5	1,2 т. 7.1 [18]	19,8
1.2 разделительный слой – стеклохолст $\delta = 2,5 \text{ мм}$, $\rho = 2600 \text{ кг} / \text{м}^2$	6,5	1,2 т. 7.1 [18]	7,8
1.3 утеплитель минеральная вата $\delta = 145 \text{ мм}$, $\rho = 120 \text{ кг} / \text{м}^2$	174	1,2 т. 7.1 [18]	208,8
1.4 пароизоляция – один слой рубероида $\delta = 4 \text{ мм}$, $\rho = 600 \text{ кг} / \text{м}^2$	124	1,2 т. 7.1 [18]	28,8
1.5 пустотная плита	3000	1,1 т. 7.1 [18]	3300
1.6 ригель	1050	1,1 т. 7.1 [18]	1155
Итого:	4271		$g = 4720,2$
Временная:			

снеговая	560	1,4 п.8[18]	784
В том числе:			
кратковременная	420	1,4 п.8[18]	588
длительная (25 %)	140	1,4 п.8[18]	196
Всего от покрытия	4831		5504,2
2. От перекрытия:			
2.1 керамическая плитка: $\delta = 10\text{мм}$, $\rho = 2400\text{кг/м}^3$	240	1,1 т. 7.1 [18]	264
2.2 цементно – песчаная стяжка: $\delta = 50\text{мм}$, $\rho = 1800\text{кг/м}^3$	900	1,3 т. 7.1 [18]	1170
2.3 пустотная плита:	3000	1,1 т. 7.1 [18]	3300
2.4 ригель:	1050	1,1 т. 7.1 [18]	1155
Итого:	5190		$g = 5889$
Временная:	5000		
кратковременная 45%	2250	1,2 п.8[18]	
длительная 55%	2750		6000
Всего от перекрытия	10190		11889

Временная нагрузка определяется из условия:

$$S_0 = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g, \quad (3.110)$$

де $S_g = 0,8 \text{ кПа}$ т. 10.1[18] – величина снегового покрова зависит от района строительства пгт. Усть-Абакан относится к IV климатической зоне по снеговому покрову карта 1 [18].

$c_e = 1$ п. 10.5[18] – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов.

$c_t = 1$ п. 10.6[4] – термический коэффициент

$\mu = 1$, при угле наклона $\alpha < 25^\circ$ прил. 3 схема 1[18] – коэффициент перехода весового покрова к снеговой нагрузке.

$$S_0 = 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,8 = 0,56 \text{ кПа}$$

3.4.3 Определение продольных усилий от расчетных нагрузок

Определение собственного веса ригеля:

$$N_p = A_{сеч} \cdot l \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot n_{эт}, \quad (3.111)$$

где $A_{сеч}$ -сечение ригеля;

γ_f -коэффициент надежности по нагрузке т. 7.1 [18];

ρ - плотность материала;

γ_n - коэффициент надежности по зданию;

$$N_p = 0,565 \cdot 0,45 \cdot 5,56 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 2 = 73,86 \text{ кН}$$

Определение собственного веса колонны:

$$N_k = A_{сеч} \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot H_{эт} \cdot \rho \cdot n_{эт}, \quad (3.112)$$

где $A_{сеч}$ -сечение колонны;

γ_f -коэффициент надежности по нагрузке т. 7.1 [18];

ρ - плотность материала;

γ_n - коэффициент надежности по зданию;

$$N_k = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 4,2 \cdot 25 \cdot 2 = 35,11 \text{ кН}$$

Определение постоянной нагрузки, действующей на колонну:

$$N_{пост} = (\gamma_n \cdot q_{пок} + \gamma_n \cdot q_{пер} \cdot (n-1)) \cdot A_{зр} + N_k + N_p, \quad (3.113)$$

где γ_n -коэффициент надежности по зданию;

$q_{пок}$ - нагрузка от покрытия;

$q_{пер}$ - нагрузка от перекрытия;

$A_{зр}$ - грузовая площадь колонны;

N_k -собственный вес колонны;

N_p - собственный вес ригеля;

$$N_{пост} = (1,1 \cdot 4,72 + 1,1 \cdot 5,89 \cdot 1) \cdot 36 + 35,11 + 73,86 = 529,13 \text{ кН}$$

Определение временной нагрузки, действующей на колонну:

$$N_{вр} = q_{вр} \cdot A_{зр} \cdot \gamma_n \cdot (n_{эт} - 1), \quad (3.114)$$

где γ_n -коэффициент надежности по зданию;

$q_{вр}$ - временная нагрузка (таблица 3.1);

$A_{зр}$ - грузовая площадь колонны;

$$N_{вр} = 6 \cdot 36 \cdot 1,1 \cdot 1 = 237,6 \text{ кН}$$

Определение снеговой нагрузки:

$$N_{сн} = q_{сн} \cdot A_{зр} \cdot \gamma_n, \quad (3.115)$$

где $q_{сн}$ -снеговая нагрузка;

$$N_{сн} = 0,78 \cdot 36 \cdot 1,1 = 3089 \text{ кН}$$

Определение длительной нагрузки:

$$N_l = 0,55 \cdot N_{вр} + N_{сн} = 0,55 \cdot 2737,6 + 30,86 = 161,57 \text{ кН} \quad (3.116)$$

Определение полного продольного усилия от расчётных нагрузок:

$$N = N_{пост} + N_{вр} + N_{лит} + N_{сн}, \quad (3.117)$$

где $N_{пост}$ - постоянная нагрузка;

$N_{вр}$ - временная нагрузка;

$N_{длит}$ - длительная нагрузка;

$N_{сн}$ - снеговая нагрузка;

$$N = 529,13 + 2737,6 + 131,57 + 30,89 = 959,19 \text{ кН}$$

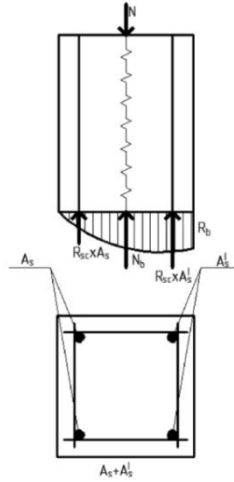


Рисунок 3.30 – Схема внутренних усилий центрально нагруженной колонны.

3.4.4 Определение прочности колонны

Подбор сечений симметричной арматуры $A_s = A_s^l$ выполняют по двум комбинациям усилий и принимают большую площадь сечения.

Определение случайного эксцентриситета:

$$\begin{aligned} e_0 &= \frac{1}{600} \cdot l_0 = 0,0093 \text{ м} \\ e_0 &= \frac{1}{30} \cdot h = 0,015 \text{ м} \\ e_0 &= 0,01 \text{ м} \end{aligned} \quad (3.118)$$

Вывод: Принимаем $e_0 = 0,015 \text{ м}$

Проверка, достаточна ли площади сечения колонны для восприятия усилия бетоном без учета армирования колонны:

$$A_{mp} = \frac{N}{\eta \cdot \varphi \cdot (R_b + \mu \cdot R_{sc})}, \quad (3.119)$$

где N - полная нагрузка на колонну;

R_{sc} - расчетное сопротивление арматуры сжатию т. 6.14 [19];

R_b - сопротивление бетона осевому сжатию по I группе предельных состояний т. 6.8[19];

$$A_{mp} = \frac{959190}{1 \cdot 1 \cdot (11,5 \cdot 10^6 + 0,01 \cdot 435 \cdot 10^6)} = 0,061 \text{ м}^2$$

Вывод: Условие выполняется. Окончательно принимаем сечение 400x400 мм.

Отношение $\frac{l_0}{r} = \frac{4,2}{0,116} = 36,21 > 14$, где $r = 0,289 \cdot h = 0,289 \cdot 0,4 = 0,116 \text{ м}$ – радиус ядра; расчётная длина колонны $l_0 < 20 \cdot h_c = 4,2 < 20 \cdot 0,4 = 8 \text{ мм}$.

Таким образом расчет продольной арматуры выполняем по формуле:

$$\varphi = \varphi_b + \frac{2 \cdot (\varphi_r - \varphi_b) \cdot R_{sc} \cdot (A_s + A_s^I)}{A \cdot R_b} \leq \varphi_r , \quad (3.120)$$

где A_s - половина площади сечения всей арматуры в поперечном сечении;

A - площадь сечения элемента;

R_{sc} - расчетное сопротивление арматуры сжатию т. 6.14 [19];

R_b - сопротивление бетона осевому сжатию по I группе предельных состояний т. 6.8[19];

Определение площади сечения элемента:

$$A = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ мм}$$

Для определения площади сечения арматуры в заданных нагрузках задаемся значениями $A_s + A_s^I = \mu \cdot A = 0,01 \cdot A$.

(3.121)

$$\varphi = 0,895 + \frac{2 \cdot (0,9 - 0,895) \cdot 435 \cdot 10^6 \cdot 0,0016}{11,5 \cdot 0,9 \cdot 10^6 \cdot 0,016} = 0,899$$

Сравниваем $\varphi = 0,899 \leq \varphi_r = 0,9$. Принимаем $\varphi = 0,9$.

Определение площади сечения арматуры:

$$(A_s + A_s^I) = \frac{N}{\eta \cdot \varphi \cdot R_{sc}} - \frac{A \cdot R_b}{R_{sc}} , \quad (3.122)$$

где A - площадь сечение элемента;

R_{sc} - расчетное сопротивление арматуры сжатию т. 6.14 [19];

R_b - сопротивление бетона осевому сжатию по I группе предельных состояний т. 6.8[19];

$$(A_s + A_s^I) = \frac{959190}{1 \cdot 0,9 \cdot 435 \cdot 10^6} - \frac{0,16 \cdot 11,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9}{435 \cdot 10^6} = -0,0014 \text{ см}^2 \quad (3.123)$$

Так как требуемая площадь арматуры получилась отрицательной, это значит, что бетон один (без арматуры) справляется с нагрузкой, и арматуру следует принимать по конструктивным требованиям, учитывая, что не обходимо обеспечить минимальный процент армирования колонны. Поэтому диаметр продольных стержней рекомендуется назначать не менее 16мм. Принимаем 4 Ø 16A400 с $A_s = 8,04 \text{ см}^2$

Проверка условия $\mu \approx \mu^{приб}$:

$$\mu = \frac{A_s + A_s^I}{b^2} \cdot 100\% = \frac{16,08}{1600} \cdot 100\% = 0,01\% \quad (3.124)$$

Определение фактической несущей способности колонны сечением 400х400 мм:

$$N \leq \eta \cdot \varphi \cdot [R_b \cdot A + R_{sc} \cdot (A_s + A_s^{\perp})], \quad (3.125)$$

где A - площадь сечение элемента;

R_{sc} - расчетное сопротивление арматуры сжатию т. 6.14 [19];

R_b - сопротивление бетона осевому сжатию по I группе предельных состояний т. 6.8[19];

$$N \leq 1 \cdot 0,9 \cdot [11,5 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 1600 + 435 \cdot 100 \cdot 16,08] = 2019,93 \text{ кН} \geq 925,92 \text{ кН}$$

Шаг поперечных стержней принимаем согласно условиям:

1. $s \leq 20d = 20 \cdot 16 = 320 \text{ мм} \approx 300 \text{ мм}$ для сварных каркасов
2. $s = b_k = 300 \text{ мм}$
3. $300 \text{ мм} \leq b_k \leq 500 \text{ мм}$

Принимаем поперечную арматуру $2\phi 4$ В500 $A_s = 0,25 \text{ см}^2$ с шагом поперечных стержней 300 мм.

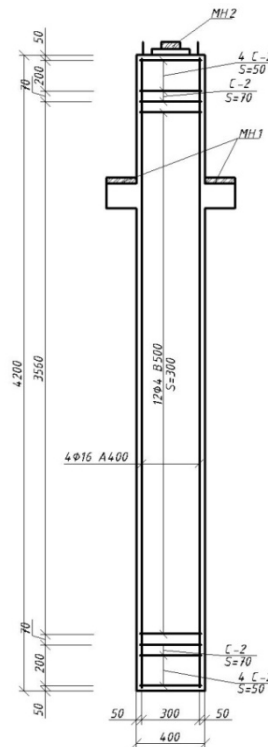


Рисунок 2.31 – Армирование средней колонны.

3.4.5 Расчет консоли колонны

Размеры опорной консоли определяют в зависимости от опорного давления ригеля $Q = 428,91 \text{ кН}$ (рисунок 3.19). При этом считается, что ригель оперт на расположенную у свободного края площадку.

Для здания принимаем короткую прямоугольную консоль с вылетом 150 мм. Консоль ввиду небольшой высоты устраиваем с жесткой арматурой,

состоящей из двух сжатых и двух растянутых стержней класса А400 и вертикальных ребер – пластин, соединяющих эти стержни.

Расчет консоли выполняем как изгибаемого элемента с двойной арматурой.

Изгибающий момент консоли:

$$M = Q \cdot c \quad (3.126)$$

Q - опорное давление ригеля, равное максимальной поперечной силе.

c - расстояние от грани колонны до точки приложения равное 10 см.

$$M = 428,91 \cdot 42,89 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Требуемая площадь продольной арматуры:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot z_s} \quad (3.127)$$

M - изгибающий момент в консоли.

где z_s - плечо внутренней пары сил : $z_s = 10 \text{ см}$

R_s - расчетное сопротивление арматуры растяжению

$$A_s = \frac{4289000}{435 \cdot 10 \cdot 100} = 9,86 \text{ см}^2$$

$$A_s = 12,32 \text{ см}^2 \quad 2\varnothing 28 \text{ А400 (прил. 6 [23])}$$

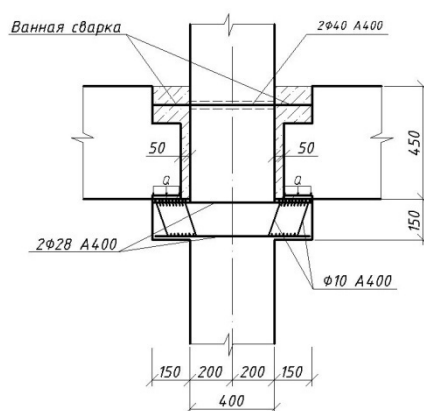


Рисунок 3.32 - Консоль колонны

Конструктивно принимаем толщину вертикальных ребер $d=10 \text{ мм}$.

Так же поперечную арматуру (хомуты) устанавливаем конструктивно

$$A_s = 0,392 \text{ см}^2 \quad \varnothing 5 \text{ В500 и с шагом } 500 \text{ мм.}$$

4 Основание и фундаменты

4.1 Характеристика площадки строительства

Площадка под строительство многофункционального спортивного комплекса расположена на территории пгт. Усть-Абакан по ул. Волкова.

Территория под размещение многофункционального спортивного комплекса спланирована. Рельеф участка спокоен с абсолютной отметкой 259,41м.

Конструктивное решение – каркасное (колонны сечением 400х400 мм).

Высота здания – разная высотность, самая высокая 12,17 м.

Размеры здания в плане – 120,20х94 м.

Фундамент – столбчатый.

Наружные стены – кирпич (толщина наружной стены 540мм).

Перекрытие – сборные железобетонные плиты.

Покрытие – сборные железобетонные плиты и металлические фермы.

Крыша – плоская.

4.2 Оценка инженерно-геологических условий

Геологический разрез местности под строительство представляет собой:

1й слой песок пылеватый, толщиной 1,5м,

- плотностью грунта $\rho = 1,81 \text{т} / \text{м}^3$

- влажностью грунта $\omega = 0,10$

- плотностью твердых частиц грунта $\rho_s = 2,66 \text{т} / \text{м}^3$

2й слой песок с включением щебня и дресвы, толщиной 2м

- плотностью грунта $\rho = 1,96 \text{т} / \text{м}^3$

- влажностью грунта $\omega = 0,08$

- плотностью твердых частиц грунта $\rho_s = 2,69 \text{т} / \text{м}^3$

3й слой песок пылеватый, толщиной 1,7м

- плотностью грунта $\rho = 1,77 \text{т} / \text{м}^3$

- влажностью грунта $\omega = 0,09$

- плотностью твердых частиц грунта $\rho_s = 2,66 \text{т} / \text{м}^3$

4й слой песок с включением щебня дресвы, толщиной 1,8м

- плотностью грунта $\rho = 2,02 \text{т} / \text{м}^3$

- влажностью грунта $\omega = 0,1$

- плотностью твердых частиц грунта $\rho_s = 2,69 \text{т} / \text{м}^3$

Таким образом, грунт состоит из:

Песка пылеватого (или мелкого песка, имеющий размер частиц меньше 0,1мм)

Пылеватые пески малопрочны, неустойчивы по отношению к воде, а при замачивании теряют связность и оплывают в откосах (потеря устойчивости) Некоторые виды пылеватых грунтов набухаемы и сильно

пучинисты. Также данный вид грунта сильно сжимаемый (модуль деформации равен $E=18\text{кПа}$) Поэтому песок пылеватый не пригоден как естественное основание

Песок с включением щебня и дресвы (размер частиц может быть от 0,15 до 5мм)

Песок с включением щебня и дресвы обладают высокой водопроницаемостью (боле 100м/сутки) и малой влагоемкостью.

Данный вид грунта малосжимаемый (модуль деформации равен $E=39\text{кПа}$) Поэтому песок с включением щебня и дресвы пригоден как естественное основание.

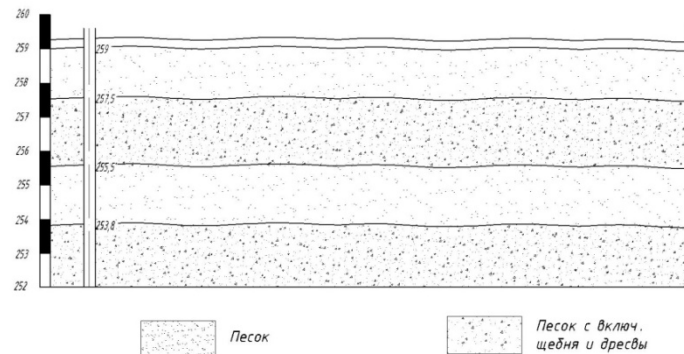


Рисунок 4.1 - Геологический разрез.

Дополнительные характеристики грунтов сведем в таблицу 4.1

Таблица 4.1 – Характеристики грунтов

Наименование	Коэффициент пористости E	Удельное сцепление c_n МПа	Угол внутреннего трения j_n град	Модуль деформации E , МПа
Песок пылеватый	0,65	0,004	30	18
Песок с включением щебня и дресвы	0,45	0,008	36	39

Найдем коэффициент пористости грунтов:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}; \quad (4.1) \quad \rho_d = \frac{\rho}{1 + \omega} \quad (4.2)$$

$$1. \quad \rho_d = \frac{1,81}{1 + 0,10} = 1,65 \text{т} / \text{м}^3$$

$$2. \quad \rho_d = \frac{1,96}{1 + 0,08} = 1,81 \text{т} / \text{м}^3$$

$$3. \quad \rho_d = \frac{1,77}{1 + 0,009} = 1,62 \text{т} / \text{м}^3$$

$$4. \quad \rho_d = \frac{2,02}{1 + 0,1} = 1,83 \text{т} / \text{м}^3$$

$$1. \quad e = \frac{2,66 - 1,65}{1,65} = 0,61 \approx 0,65$$

$$2. \quad e = \frac{2,69 - 1,81}{1,81} = 0,49 \approx 0,45$$

$$3. \quad e = \frac{2,66 - 1,62}{1,62} = 0,64 \approx 0,65$$

$$4. \quad e = \frac{2,69 - 1,83}{1,83} = 0,47 \approx 0,45$$

4.3 Обоснование возможных вариантов фундамента и их анализ, выбор наиболее рационального решения

Выбор типа основания и фундаментов производится на основе анализа геологических и гидрогеологических условий участка строительства с учетом климатических условий (глубины промерзания), величины нагрузки от сооружения и его конструктивных особенностей.

Рассмотрим следующие варианты фундаментов:

- свайный фундамент – из железобетонных свай с обвязкой их монолитным железобетонным ростверком;
- столбчатый железобетонный монолитный фундамент.

Свайный фундамент – применяется при возведении зданий на слабых грунтах. Свайные фундаменты предназначены для передачи нагрузки на нижние, большей несущей способности слои грунта. Возможно применение свайных фундаментов и в плотных грунтах в целях уменьшения объема земляных работ, расхода бетона, снижения трудоемкости и стоимости строительства. Такие фундаменты позволяют уменьшить осадки, что особенно важно для сохранения в целостности конструкций здания. Довольно трудоемкий и дорогой тип фундаментов.

Столбчатый железобетонный монолитный фундамент под колонны используют в основном при строительстве малоэтажных зданий, незначительных нагрузок и хороших грунтовых условиях (грунты основания имеют высокие прочностные и деформационные характеристики).

Экономия при выборе столбчатых фундаментов заключается не только в меньшей затрате строительных материалов, но и в меньших объемах земляных работ. Под столбчатые фундаменты достаточно вырыть отдельные ямы на нужную отметку. Затем забетонировать фундаменты до отметки низа балок с установкой всей необходимой арматуры, после чего выполнить обратную засыпку с обязательным уплотнением грунта до низа балок (в местах котлованов под фундаменты) и вырыть траншеи под сами балки.

Для здания принимаем столбчатый фундамент, на основании того что он является более выгодным. По сравнению со свайным фундаментом возведение столбчатого фундамента обойдется дешевле. Так как грунты хорошие и подземные воды залегают глубоко, возводить свайный фундамент в данном случае не рационально.

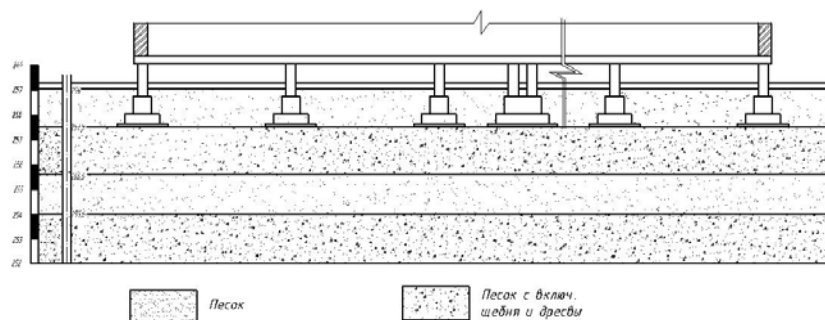


Рисунок 4.2 - Инженерно-геотехнический разрез

4.4 Сбор нагрузок на колонну

Таблица 4.2 – Сбор нагрузок на 1 м² колонны 18-В

Нагрузка	Нормативная нагрузка Н/м ² $q^n = \delta \cdot \rho$	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f \geq 1$	Расчётная нагрузка, Н/м ² $q^p = q^n \cdot \gamma_f$
Постоянная:			
1. от покрытия:			
1.1 кровельная ТПО мембрана $\delta = 1,5\text{мм}$, $\rho = 1100\text{кг} / \text{м}^2$	16,5	1,2 т. 7.1 [18]	19,8
1.2 разделительный слой – стеклохолст $\delta = 2,5\text{мм}$, $\rho = 2600\text{кг} / \text{м}^2$	6,5	1,2 т. 7.1 [18]	7,8
1.3 утеплитель минеральная плита $\delta = 145\text{мм}$, $\rho = 120\text{кг} / \text{м}^2$	174	1,2 т. 7.1 [18]	208,8
1.4 пароизоляция – один слой рубероида $\delta = 4\text{мм}$, $\rho = 600\text{кг} / \text{м}^2$	124	1,2 т. 7.1 [18]	28,8
1.5 пустотная плита	3000	1,1 т. 7.1 [18]	3300
1.6 ригель	1050	1,1 т. 7.1 [18]	1155
Итого:	4271		$g = 4720,2$
Временная:			
снеговая	560	1,4 п.8[18]	784
В том числе:			
кратковременная	420	1,4 п.8[18]	588
длительная (25 %)	140	1,4 п.8[18]	196
Всего от покрытия	4831		5504,2
2. От перекрытия:			
2.1 керамическая плитка: $\delta = 10\text{мм}$, $\rho = 2400\text{кг} / \text{м}^3$	240	1,1 т. 7.1 [18]	264
2.2 цементно – песчаная стяжка: $\delta = 50\text{мм}$, $\rho = 1800\text{кг} / \text{м}^3$	900	1,3 т. 7.1 [18]	1170
2.3 пустотная плита:	3000	1,1 т. 7.1 [18]	3300
2.4 ригель:	1050	1,1 т. 7.1 [18]	1155
Итого:	5190		$g = 5889$
Временная:	5000		
кратковременная 45%	2250	1,2 п.8[18]	
длительная 55%	2750		6000
Всего от перекрытия	10190		11889

Временная нагрузка определяется из условия:

$$S_0 = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g, \quad (4.3)$$

де $S_g = 0,8$ кПа т. 10.1[18] – величина снегового покрова зависит от района строительства пгт. Усть-Абакан относится к IV климатической зоне по снеговому покрову карта 1 [18].

$c_e = 1$ п. 10.5[4] – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов.

$c_t = 1$ п. 10.6[4] – термический коэффициент

$\mu = 1$, при угле наклона $\alpha < 25^\circ$ прил. 3 схема 1[18] – коэффициент перехода весового покрова к снеговой нагрузке.

$$S_0 = 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,8 = 0,56 \text{ кПа}$$

Определение собственного веса ригеля:

$$N_p = A_{сеч} \cdot l \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot n_{эм}, \quad (4.4)$$

где $A_{сеч}$ -сечение ригеля;

γ_f -коэффициент надежности по нагрузке т. 7.1 [18];

ρ - плотность материала;

γ_n - коэффициент надежности по зданию;

$$N_p = 0,565 \cdot 0,45 \cdot 5,56 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 2 = 73,86 \text{ кН}$$

Определение собственного веса колонны:

$$N_k = A_{сеч} \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot H_{эм} \cdot \rho \cdot n_{эм}, \quad (4.5)$$

где $A_{сеч}$ -сечение колонны;

γ_f -коэффициент надежности по нагрузке т. 7.1 [18];

ρ - плотность материала;

γ_n - коэффициент надежности по зданию;

$$N_k = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 4,2 \cdot 25 \cdot 2 = 35,11 \text{ кН}$$

Определение постоянной нагрузки, действующей на колонну:

$$N_{пост} = (\gamma_n \cdot q_{пок} + \gamma_n \cdot q_{пер} \cdot (n-1)) \cdot A_{зр} + N_k + N_p, \quad (4.6)$$

где γ_n -коэффициент надежности по зданию;

$q_{пок}$ - нагрузка от покрытия;

$q_{пер}$ - нагрузка от перекрытия;

$A_{зр}$ - грузовая площадь колонны;

N_k -собственный вес колонны;

N_p - собственный вес ригеля;

$$N_{пост} = (1,1 \cdot 4,72 + 1,1 \cdot 5,89 \cdot 1) \cdot 36 + 35,11 + 73,86 = 529,13 \text{ кН}$$

Определение временной нагрузки, действующей на колонну:

$$N_{вр} = q_{вр} \cdot A_{гр} \cdot \gamma_n \cdot (n_{эт} - 1), \quad (4.7)$$

где γ_n - коэффициент надежности по зданию;

$q_{вр}$ - временная нагрузка;

$A_{гр}$ - грузовая площадь колонны;

$$N_{вр} = 6 \cdot 36 \cdot 1,1 \cdot 1 = 237,6 \text{ кН}$$

Определение снеговой нагрузки:

$$N_{сн} = q_{сн} \cdot A_{гр} \cdot \gamma_n, \quad (4.8)$$

где $q_{сн}$ - снеговая нагрузка;

$$N_{сн} = 0,78 \cdot 36 \cdot 1,1 = 3089 \text{ кН}$$

Определение длительной нагрузки:

$$N_l = 0,55 \cdot N_{вр} + N_{сн} = 0,55 \cdot 2737,6 + 30,86 = 161,57 \text{ кН} \quad (4.9)$$

Определение полного продольного усилия от расчётных нагрузок:

$$N = N_{пост} + N_{вр} + N_{длит} + N_{сн}, \quad (4.10)$$

где $N_{пост}$ - постоянная нагрузка;

$N_{вр}$ - временная нагрузка;

$N_{длит}$ - длительная нагрузка;

$N_{сн}$ - снеговая нагрузка;

$$N = 529,13 + 2737,6 + 131,57 + 30,89 = 959,19 \text{ кН}$$

4.5 Определение ширины подошвы фундамента

Грунт несущего слоя – песок с включением щебня и дресвы, плотностью $\rho = 1,96 \text{ т/м}^3$ и коэффициентом пористости $e = 0,45$. Условное расчетное сопротивление основания $R_0 = 0,6 \text{ МПа}$

Глубину заложения фундамента с учетом конструктивных соображений назначаем $d = 1,5 \text{ м}$

Определяем площадь фундамента по формуле (2.6) [22]:

$$A_\phi = \frac{N}{R - \beta \cdot \gamma_m \cdot d}, \text{ где} \quad (4.11)$$

N – внешняя нагрузка при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$;

R – расчетное сопротивление грунта основания;

β – коэффициент, учитывающий меньший удельный вес грунта (в практических расчетах принимают $\beta \gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$);

d – глубина заложения фундамента

$$A_\phi = \frac{0,959}{0,6 - 0,02 \cdot 1,5} = 1,68 \text{ м}^2$$

Фундаментную плиту примем из монолитного железобетона площадью:

$$A_{\phi} = a \cdot b \quad (4.12)$$

$$A_{\phi} = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ м}^2$$

Высота фундамента примем $h = 1,1 \text{ м}$.

4.6 Проверка слабого подстилающего слоя грунта

1. При наличии в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z от подошвы фундамента слоя грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев, размеры фундамента должны назначаться такими, чтобы для суммарного напряжения обеспечивалось условие:

$$\sigma_z = (\sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma}) + \sigma_{zg} \leq R_z \quad (4.13)$$

где R_z - расчетное сопротивление грунта пониженной прочности, кПа, на глубине, вычисленное для условного фундамента шириной b_z , м.

σ_{zp} , $\sigma_{z\gamma}$, σ_{zg} - вертикальные напряжения в грунте на глубине от подошвы фундамента, кПа.

Определяем напряжения от собственного веса грунта. Будучи линейной функцией глубины и удельного веса, такие напряжения определяются только в характерных точках: на границах слоев, на уровне подземных вод, а также под подошвой фундамента. Необходимые исходные данные для вычисления напряжений от собственного веса грунта σ_{zg} :

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (4.14)$$

где γ_i - удельный вес i -го слоя грунта;

Расчетное значение удельного веса γ грунта определяют умножением расчетного значения плотности твердых частиц грунта ρ на ускорение свободного падения g .

h_i - толщина i -го слоя грунта.

На подошве почвенного слоя 1:

$$\sigma_{zg1} = \gamma_1 h_1 = 18,1 \cdot 1,5 = 27,15 \text{ кПа} \quad (4.15)$$

На уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg0} = \sigma_{zg1} = 27,15 \text{ кПа} \quad (4.16)$$

d_1 - глубина заложения фундамента, м.

На подошве слоя 2:

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg0} + \gamma_2 h_2 = 27,15 + 19,6 \cdot 2 = 66,35 \text{ кПа} \quad (4.17)$$

На подошве слоя 3:

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg0} + \gamma_3 h_3 = 27,15 + 17,7 \cdot 1,7 = 57,24 \text{ кПа} \quad (4.18)$$

На подошве слоя 4:

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg0} + \gamma_4 h_4 = 27,15 + 20,2 \cdot 1,8 = 63,51 \text{ кПа} \quad (4.19)$$

Вычисляем дополнительные напряжения. Определение дополнительных напряжений по оси симметрии фундамента начинаем с

разбивки сжимаемой толщи грунта на элементарные слои толщиной $0,4 \cdot b = 0,6 \text{ м}$

Дополнительное напряжение $\sigma_{zp,i}$ на границах каждого элементарного слоя вычисляем по формуле:

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i (p - \sigma_{zg0}) \quad (4.20)$$

где p - исходное среднее давление под подошвой фундамента;

α_i - коэффициент, характеризующий снижение напряжений по глубине.

Для расчета берем среднюю колонну 18-В с нагрузкой $N = 959,19 \text{ кН}$.

$$p = \frac{N}{A} = \frac{959,19}{2,25} = 426,31 \text{ кПа} \quad (4.21)$$

Коэффициенты α_i определяются по т.5.8 [17] в зависимости от глубины i -го слоя и отношения сторон подошвы фундамента η .

$$\eta = \frac{1,5}{1,5} = 1$$

Вычисления дополнительных напряжений и последующие определения осадок элементарных слоев сведем в таблицу 4.3.

Нижнюю границу сжимаемой толщи определяем графическим способом. Для этого находим зону, где визуально следует ожидать выполнения соотношения. $\sigma_{zp} = 0,5 \sigma_{zg}$

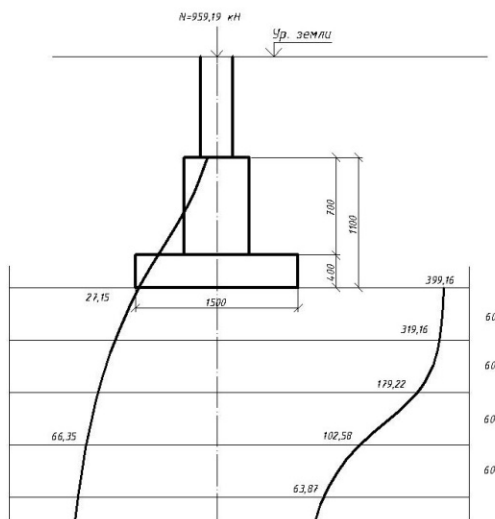


Рисунок 4.3 – Эпюры природного давления и дополнительных напряжений под подошвой фундамента

Таблица 4.3 – Определение осадки фундамента наружной несущей стены методом послойного суммирования.

Глубина от подошвы фундамента	$\zeta = 2 \frac{\sum h_i}{b}$	α_i	$\sigma_{zp,i} = \alpha_i (p - \sigma_{zg0})$	$\sigma_{zg,i} = \alpha_i \cdot \sigma_{zg0}$	Номер элементарного слоя	$\sigma_{zpi} = 0,5(\sigma_{zp,i-1} + \sigma_{zpi})$	E_i , МПа	$\sigma_{zg,i}$	$s = 0,8 \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zg,i})h_i}{E_i} + 0,8 \frac{\sigma_{zg,i}h_i}{5E_i}$
0,00	0	1	399,16	27,15	1				
0,6	0,8	0,800	319,16	21,72	2	359,16	39	24,44	4,18
1,2	1,6	0,449	179,22	12,19	3	249,19	39	16,96	2,90
1,8	2,4	0,257	102,58	6,98	4	140,9	39	9,59	1,64
2,4	3,2	0,160	63,87	4,34	5	83,23	11	5,66	3,63
									$\sum S = 12,35 \text{ мм} = 1,24 \text{ см} \leq S_{u \max} = 8 \text{ см}$

Сравниваем полученную величину осадки с величиной максимальной осадки. Для многоэтажных каркасных зданий $S_{u \max} = 8 \text{ см}$.

2. Найдем условную ширину фундамента на слабом подстилающем слое. Примем, что ширина фундамента равномерно изменяется, образуя угол 45° . Таким образом, условная ширина фундамента равна $b_z = 1,5 + 2 \cdot 2 = 5,5 \text{ м}$.

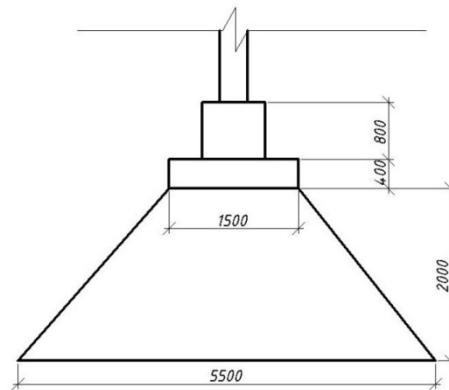


Рисунок 4.4 – Определение условной ширины фундамента на слабом подстилающем слое

3. По формуле 5.7[17] найдем расчетное сопротивление грунта:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_y \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_g \cdot d_1 \cdot \gamma_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II} + M_c \cdot C_{II}] =$$

$$= \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} \cdot [1,15 \cdot 1 \cdot 5,5 \cdot 19,21 + 5,59 \cdot 1,5 \cdot 18,1 + 7,95 \cdot 4] = 346,67 \text{ кПа} \quad (4.22)$$

Где γ_{c1}, γ_{c2} - коэффициенты условий работы, т. 5.4[17];

k - коэффициент, принимаемый равным 1,1 (в зависимости от определения прочностных характеристик $j_{иc}$);

$M_{\gamma z}, M_{qz}, M_{cz}$ - коэффициенты, принимаемые по т.5.5[17], и равны:

$$M_y = 1,15$$

$$M_q = 5,59$$

$$M_c = 7,95;$$

k_z - коэффициент, принимаемый равным 1;

$b=5,5 \text{ м}$ – условная ширина подошвы фундамента на слабом подстилающем слое;

γ_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента кН/м^3 ;

γ'_{II} - то же, для грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м^3 ;

C_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента равное 4 кПа ;

d_1 - глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки равное $1,5 \text{ м}$;

d_b - глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала, м ;

Определим удельный вес грунта, залегающий ниже подошвы фундамента:

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3 + \gamma_4 \cdot h_4}{h_2 + h_3 + h_4} = \frac{19,6 \cdot 2 + 17,7 \cdot 1,7 + 20,2 \cdot 1,8}{2 + 1,7 + 1,8} = 19,21 \text{ кН / м}^3 \quad (4.23)$$

$\gamma_2, \gamma_3, \gamma_4$ - удельный вес грунта;

h_2, h_3, h_4 - толщина заложения грунта.

Определим удельный вес грунта, залегающий выше подошвы фундамента:

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1}{h_1} = 18,1 \text{ кН / м}^3 \quad (4.24)$$

γ_1 - удельный вес грунта;

h_1 - толщина заложения грунта.

4. Проверяем условие:

$$\sigma_z = (\sigma_{zp} - \sigma_{zy}) + \sigma_{zg} \leq R_z$$

$$\sigma_z = (83,23 - 5,66) + 66,35 = 143,92 \text{ кПа} \leq 346,67 \text{ кПа} \quad (4.25)$$

4.7 Расчет фундамента под колонну на продавливание

Расчет на продавливание выполняют по условию 2.8[21]

$$F \leq \varphi_b \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0, \text{ где} \quad (4.26)$$

F - Продавливающая сила;

u_m - среднеарифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения h_0 ;

$\varphi_b = 1$ – коэффициент для тяжелых блоков;

$R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$ – сопротивление бетона осевому растяжению т.6.8[19]

$$u_m = b_m = 0,5(b + b_c) = 0,5 \cdot (1,5 + 0,4) = 0,95 \text{ п.2.9 [21];} \quad (4.27)$$

b_c - размер сечения колонны или подколонника, являющиеся верхней стороной рассматриваемой грани пирамиды продавливания;

b - размер сечения подошвы фундамента.

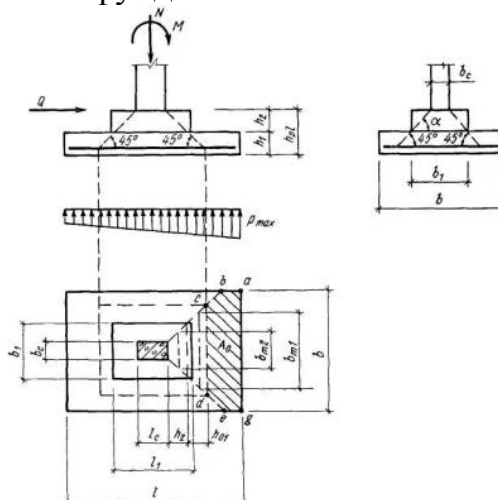


Рисунок 4.5 - Схема образования пирамиды продавливания в центрально-нагруженных прямоугольных, а также внецентренно нагруженных квадратных и прямоугольных фундаментах

$$F = A \cdot p = 2,25 \cdot 426,31 = 959,20 \text{ кН}$$

A – площадь сечения подошвы фундамента;

$$A = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ м}^2;$$

p – среднее давление под подошвой фундамента;

$$F \leq 1 \cdot 1,05 \cdot 10^6 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 1097,25 \text{ кН}$$

$$959,20 \text{ кН} \leq 1097,25 \text{ кН}$$

Вывод: прочность на продавливание обеспечивается.

5 Технология и организация строительства

5.1 Описание технологии возведения здания

Район строительства многофункционального спортивного комплекса - пгт. Усть-Абакан. Конструктивная схема – каркасная, со сборными плитами перекрытия, размеры в осях 120,20х94 м, высота здания переменная, самая высокая отметка 12,17м.

Начало строительства – июнь. Количество этажей – 2. Дальность поставки материалов – 17 километров. Общая площадь 5507,83 м². Класс пожарной опасности определяется в соответствии с п. 5.21* [4]. Здание относится к классу функциональной пожарной опасности Ф.2.1 (спортивные сооружения с трибунами)

Фундаменты запроектированы монолитные столбчатые. Для их устройства используется щитовая опалубка. Бетон на строительную площадку привозят в автобетоносмесителе и заливают автобетононасосом КАМАЗ 5511.

Стены выполняются из кирпича. Для приготовления раствора используется бетоносмеситель БМ-230, для подачи раствора используется растворный ящик V=0,25м³. Снаружи стены отделываются фасадными панелями по металлической обрешетке.

Перекрытие - многопустотные плиты. Устраивается монолитный антисейсмический пояс при помощи бетоносмесителя в подготовленную деревянную опалубку. Также используется бадья ОМ-925 бадья для бетона «туфелька». Объём – 1,5м³, грузоподъёмность 4т, вес 500кг, габариты 3900х1580х1250.

Полы устраиваются по бетону. В спортивных залах предусмотрено паркетное покрытие пола, в вестибюлях, буфетах, коридорах, бассейне, санузлах и душевых предусмотрена керамическая плитка, в остальных помещениях – линолеум.

Крыша плоская. Защитный слой - кровельная ТПО мембрана с разделительным слоем стеклохолст.

Лестницы сборные ж/б ступени по стальным косоурам. Ступени с учетом сейсмики привариваются друг к другу через закладные детали.


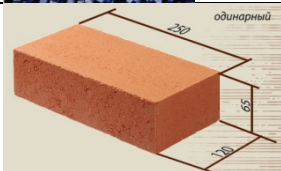

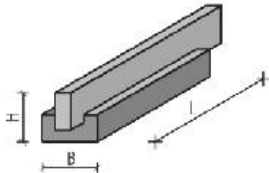
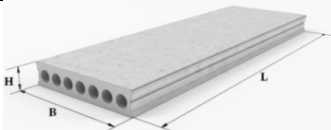
Оконные блоки устанавливаются на место по мере возведения стен. Оконные проемы сверху перекрывают перемычками. В спортивных залах предусмотрено витражное остекление.



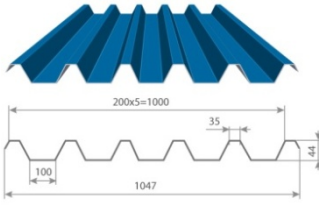
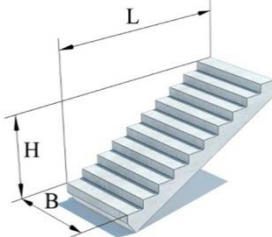
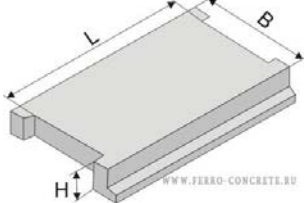
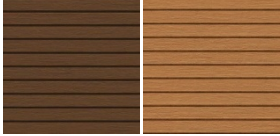

Дверные проемы - гладкие глухие и филенчатые двери, одно- и двустворчатые (в зависимости от назначения помещения).



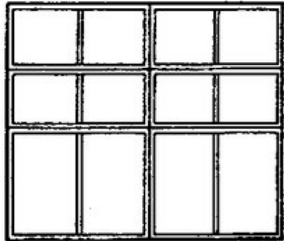




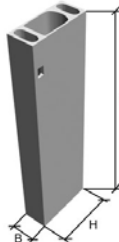
5.2 Спецификация элементов и конструкций

Подбираем элементы и конструкции по размерам и их весу, для того чтобы узнать самый тяжелый и самый габаритный элемент. В дальнейшем подбираем кран по самому тяжелому и габаритному элементу.

Таблица 5.1 - Спецификация элементов и конструкций

№ п/п	Наименование элемента	Марка элемента	Эскиз	Кол-во, шт.	Масса элемента, т	Масса элементов, т
1	Арматура	Ø10 A400 Ø6 A400 Ø5 B500		По расчёту	-	-
2	Кирпич	M150		1185200	0,0043	2232,93
3	Колонна	1КВД48.1		188	1,33	195,51
4	Ригель	РДП 4.56 РДП 4.64 РДП 4.26	 5560x450x565 6440x450x565 2560x450x565	78 2 14	2,88 3,12 1,11	224,64 6,24 15,54
5	Плиты перекрытия					

		ПК 120-15-6 ПК 60-15-6 ПК 35-15-6 ПК 30-15-6	12000x1500x300 6000x1500x220 3500x1500x220 3000x1500x220	20 600 16 120	5.4 2,86 1,72 1,47	108 1716 27,52 176,4
6	Ферма металличе ская	ФМ-1 27 ФМ-2 18 ФМ-3 15	 27000 18000 15000	8 6 5	2,6 0,937 0,789	20,8 5,622 3,945
7	Прогоны	Двутавр 26Б2	 6000x261x120	100	0.17	17
8	Профили- рованный настил	C44		279	0,0044	1,23
9	Лестничный марш	ЛМФ42.15.18 -5 ЛМФ42.24.18 -5	 4200x1500x1800 4200x2400x1800	1,68	12	20,16
10	Лестничная площадка	ЛПФ31.13-5 ЛМП 60.11.17-5	l=3100, b=1290  5980x1150x1800	1,33 2,4	4 1	5,32 2,4
11	Фасадные панели	СА1261С СА1262С		0,021	806	16,93
12	Окна	21-18Г		0,17	61	10,37





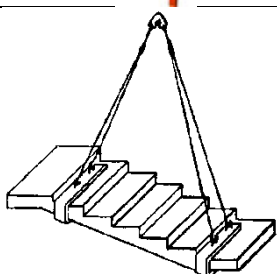
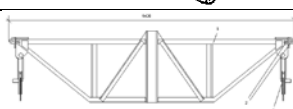
		21-12Г		0,15	5	0,75
		21-21Г		0,19	12	2,28
13	Витражные окна	Индивидуальное	 4000x4000 4000x2500 5000x2500	- - -	7 7 8	- - -
14	Двери	ДН24-19		0,02	6	0,12
		ДН24-15		0,02	15	0,3
		ДН24-12		0,01	104	1,04
		ДН24-10		0,01	100	1
15	Блоки вентиляционные	ВБП 9.30.3т		0,69	63	43,47





Самый тяжелый элемент – 12 метровая многопустотная плита перекрытия, ее вес составляет 5,4 т.

5.3 Выбор грузозахватных приспособлений

Для того чтобы поднять груз на высоту и монтировать конструкции нужно выбрать грузозахватные и монтажные приспособления. Ведомость грузозахватных и монтажных приспособлений представлено в таблице 4.2

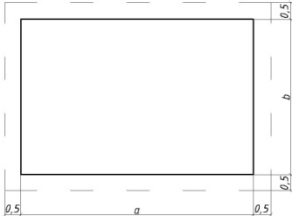
Таблица 5.2 - Грузозахватные приспособления

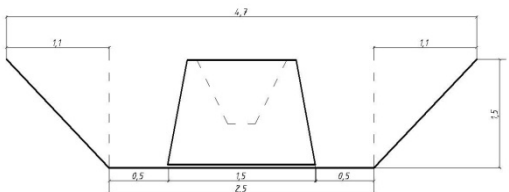
Наименование приспособления	Назначение	Эскиз	Грузоподъемность, т	Вес, т	Высота строповки (м)
Строп четырехветвевой 4СК-5.0	Строповка плит покрытия, перекрытия, лестничных площадок и стеновых панелей, ящик с раствором, бадья для бетона.		5	0,012	6
Строп четырехветвевой 4СК-3.2	Строповка лестничных маршей.		3,2	0,011	6
Строп двухветвевой 2СК-2	Строповка оконных блоков и вентиляционных блоков		2	0,004	5
Захват для колонн 8МВ7-4.0	Строповка колонн		4	0,083	-
ЗЛМ-2,0	Строповка лестничных маршей		2	0,146	-
Траверса для фермы ТР20-5	Строповка ферм		20	0,51	5,4
Тара для раствора	Прием раствора бетона	l=1300, b=770, h=440	0,7	0,08	-

бетона и сыпучих материалов					
Бадья для бетона «туфелька»	Прием-подача раствора бетона	 $V=1,5 \text{ м}^3$ Габариты 3900x1580x1250 мм	2,8	0,468	-
Бетономешалка БМ-230	Подача раствора бетона	 $l=790, b=765, h=520$	0,0582	0,075	-
Шарнирно-подъемные подмости	Обеспечение рабочего места на высоте		-	-	-

5.4 Подсчет объемов работ

Таблица 5.3 – Подсчёт объёмов работ.

№ п/п	Наименование работ	Ед. изм.	Эскиз и формула подсчета	Кол.
1	Срезка растительного слоя $\delta = 0,20 \text{ м}$	1000 м^3	 $V_{cp} = S_{cp} \cdot \delta$ $S_{cp} = (a + 10 \text{ м}) \cdot (b + 10 \text{ м})$ $S_{cp} = (120,2 + 10 \text{ м}) \cdot (94 + 10 \text{ м}) = 13540,8 \text{ м}^2$ $V_{cp} = 13540,8 \cdot 0,2 = 2708,16 \text{ м}^3$	2,71

2	Разработка грунта в траншее	1000 м ³	 $V_{зр} = \frac{a+b}{2} \cdot h \cdot L_{тр}$ $L_{тр} = 2366,5 м$ $V_{зр} = \frac{2,5 + 4,7}{2} \cdot 1,5 \cdot 2366,51 = 12780,72 м^3$	12,78
3	Доработка грунта вручную	100 м ³	Принимается 3% от $V_{зр}$ $12780,72 \cdot 0,03 = 383,42 м$	3,83
4	Обратная засыпка пазух котлована бульдозером	1000 м ³	$V_{зас} = (V_{зр} - V_{фун}) \cdot K_{раз}$ $K_{раз} = 1,07$ $V_{1ст} = 1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,1 \cdot 128 = 288 м^3$ $V_{1ст} = 2,3 \cdot 1,5 \cdot 1,1 \cdot 42 = 159,39 м^3$ $V_{1ст} = 2,3 \cdot 2,3 \cdot 1,1 \cdot 3 = 17,46 м^3$ $V_{фунд.балки} = 233,76 м^3$ $V_{фун} = 698,61 м^3$ $V_{зас} = (12780,72 - 698,61) \cdot 1,07 = 12927,86 м^2$	12,93
5	Устройство песчаной подготовки	100 м ³	$V = 1,5 \cdot 1,5 \cdot 128 + 2,3 \cdot 1,5 \cdot 42 + 2,3 \cdot 2,3 \cdot 3 \cdot 0,1 =$ $= 44,88 м^2$	0,45
6	Устройство столбчатого монолитного фундамента	100 м ³	$V_{1ст} = (1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,4 + 0,8 \cdot 0,8 \cdot 0,7) \cdot 128 = 172,54 м^3$ $V_{1ст} = (2,3 \cdot 1,5 \cdot 0,4 + 0,8 \cdot 0,8 \cdot 0,7) \cdot 42 = 95,59 м^3$ $V_{1ст} = (2,3 \cdot 2,3 \cdot 0,4 + 0,8 \cdot 0,8 \cdot 0,7) \cdot 3 = 11,72 м^3$ $V_{общ} = 279,85 м^3$	2,80
7	Уплотнение грунта	1000 м ³	$V_{зас} = V_{уп} = 39421,24 м^2$	3,942
8	Кладка наружных стен	1 м ³	$V_{стен} = S_{зд} \cdot t_{кл} - S_{проёмов}$ Толщина кладки=380мм $V_{стен} = 1111,36 м^3$	1111,36
9	Кладка внутренних стен	1 м ³	$V_{стен} = S_{зд} \cdot t_{кл} - S_{проёмов}$ Толщина кладки=380мм $V_{стен} = 795,08 м^3$	795,08
10	Кладка перегородок	100 м ²	Находим площадь всех перегородок первого и второго этажей и отнимаем проёмы. $S_n = 1065 м^3$	10,65
11	Оконные проёмы	100 м ²	$S_{окна} = a \cdot b$	

			ОК-1: $S_{\text{окна}} = 1,77 \cdot 2,06 \cdot 61 = 222,42 \text{ м}^2$	2,22
			ОК-2: $S_{\text{окна}} = 1,17 \cdot 2,06 \cdot 5 = 12,05 \text{ м}^2$	0,12
			ОК-3: $S_{\text{окна}} = 2,07 \cdot 2,06 \cdot 12 = 51,17 \text{ м}^2$	0,51
			В-1: $S_{\text{окна}} = 4 \cdot 4 \cdot 7 = 112 \text{ м}^2$	1,12
			В-2: $S_{\text{окна}} = 4 \cdot 2,5 \cdot 7 = 70 \text{ м}^2$	0,7
			В-3: $S_{\text{окна}} = 5 \cdot 2,5 \cdot 8 = 100 \text{ м}^2$	1
12	Дверные проёмы	100 м ²	$S_{\text{дв}} = a \cdot b$	
			1. $S_{\text{дв}} = 1,872 \cdot 2,3 \cdot 6 = 25,83 \text{ м}^2$	0,26
			2. $S_{\text{дв}} = 1,472 \cdot 2,3 \cdot 15 = 50,78 \text{ м}^2$	0,51
			3. $S_{\text{дв}} = 1,17 \cdot 2,3 \cdot 104 = 279,86 \text{ м}^2$	2,80
			4. $S_{\text{дв}} = 0,97 \cdot 2,3 \cdot 100 = 223,1 \text{ м}^2$	2,23
13	Покрытие кровли	100 м ²	$S_{\text{кровли}} = a_{\text{зд}} \cdot b_{\text{зд}}$ $S_{\text{кровли}} = 120,2 \cdot 94 = 11298,8 \text{ м}^2$	112,99
14	Пол	100 м ²	$S_{\text{кровли}} = S_{\text{пола}}$ $S_{\text{пола}} = 11298,8 \text{ м}^2$	112,99

5.5 Выбор монтажного крана

Требуется подобрать стреловой кран для двухэтажного здания 120,2х94м

Определение монтажной массы:

$$M_{\text{м}} = M_{\text{э}} + M_{\text{з}} = 6,9 + 0,078 = 6,978 \text{ т}, \quad (5.1)$$

где $M_{\text{э}} = 5,4 \text{ т}$ – масса наиболее тяжелого элемента – многопустотной плиты перекрытия;

$M_{\text{з}} = 0,012 \text{ т}$ – масса грузозахватного приспособления для многопустотной плиты.

Определение монтажной высоты подъема крюка $H_{\text{к}}$

$$H_{\text{к}} = h_0 + h_{\text{з}} + h_{\text{г}} + h_{\text{у}} + h_{\text{н}} = 11,1 + 1 + 0,3 + 6 + 2 = 20,4 \text{ м}, \quad (5.2)$$

где $h_0 = 11,1 \text{ м}$ – расстояние от уровня стоянки крана до опоры монтируемого элемента;

$h_{\text{з}}$ – высота подъема элемента над опорой, принимаем $h_{\text{з}} = 1 \text{ м}$;

$h_{\text{г}}$ – высота элемента в положении подъема, м;

$h_{\text{у}}$ – высота грузозахватного устройства – расстояние от верха монтируемого элемента до центра крюка, м;

$h_{\text{н}}$ – размер грузового полиспаста, $h_{\text{н}} = 0,5 \div 5 \text{ м}$, принимаем 2м.

Определение монтажного вылета стрелы L_c :

$$L_c = B + f + f' + d + R_{з.з.} = 57,8 + 1 + 5,5 = 64,3 \text{ м}, \quad (5.3)$$

где B – ширина здания в осях;

f, f' – расстояние от осей до выступающих частей здания;

d – расстояние между выступающей частью здания и хвостовой частью крана при его повороте, принимаемое равным 1 м;

$R_{з.з.}$ – радиус, описываемый хвостовой частью крана при его повороте (задний габарит), ориентировочно принимаемый равным 3,5 м для кранов грузоподъемностью до 5 т; 4,5 м – от 5 до 15 т; 5,5 м – свыше 15 т.

По техническим характеристикам подбираем *Автокран XCMG QY50K*
Минимальный радиус поворота: 12000 мм
Максимальная скорость: 75 км/ч
Грузоподъемность: 50 тонн
Макс высота подъема: 55800 мм
Длина стрелы: 40100 мм
длина с гуськом: 55100 мм
Скорость поворота: 110 об/мин
Длина машины: 13100 мм
Ширина машины: 2750 мм
Высота машины: 3350 мм

5.6 Калькуляция трудовых затрат

Таблица 5.4 - Калькуляция трудовых затрат представлена в приложении А.

5.7 Выбор и расчет транспортных средств

Основным способом доставки сборных железобетонных конструкций с заводов изготовителей на строительные площадки являются автотранспортные перевозки. При автомобильном типе покрытия дорог скорость движения автотранспортных средств, перевозящих строительные конструкции, не должна превышать 35 км/ч.

При перевозке однотипных изделий время, расходуемое транспортом за один оборот, рассчитывается по формуле:

$$t_{mp} = t_1 + t_2 + t_3 + t_4, \quad (5.4)$$

$$\text{где } t_1 = \frac{2L}{V_{cp}} = 2 \cdot \frac{17}{35} = 97 \text{ мин} = 1 \text{ час } 37 \text{ мин} \quad (5.6)$$

где $L = 17 \text{ км}$ – дальность поставки материалов;

$V_{cp} = 35 \text{ км/ч}$ – средняя скорость движения.

$t_2 = 6 \text{ мин}$ – время, расходуемое на прицепку в течение одного оборота в среднем;

$t_3 = 6$ мин – время, расходуемое на отцепку в течение одного оборота в среднем;

$t_4 = 7$ мин – время маневрирование и прочие организационные мероприятия в течение одного оборота.

$$t_{mp} = 97 + 6 + 6 + 7 = 116 \text{ мин} = 1 \text{ час } 56 \text{ мин}$$

Таблица 5.5 – Данные расчета автотранспортных средств по доставке строительных конструкций

Наименование перевозимого груза	Ед. изм.	Количество	Вес, т		Сведения о выбранных автомобилях				
			Единицы	Всего	Марка	Грузоподъемность, т	Количество маш. - емен	Количество рейсов	Количество автомобилей
Колонны	шт.	188	1,33	195,51	КамАЗ-5410	20	7	13	1
Кирпич	шт.	2822	0,64	1806,08	КамАЗ-5410	20	228	91	6
Ригели	шт.	78 2 14	2,88 3,12 1,11	224,64 6,24 15,54	КамАЗ-5410	20	4	14	1
Многopустотные плиты	шт.	20 600 16 120	5,4 2,86 1,72 1,47	108 1716 27,52 176,4	КамАЗ-5410	20	318	108	7
Лестничные марши	шт.	12	1,68	20,16	КамАЗ-5410	20	1	1	1
Лестничные площадки	шт.	4 1	1,33 2,4	5,32 2,4	КамАЗ-5410	20	1	1	1
Прогоны	шт.	100	0,17	17	КамАЗ-5410	20	1	1	1
Профилированный настил	шт.	279	0,0044	1,23	КамАЗ-5410	20	1	1	1
Блоки вентиляционные	шт.	63	0,69	43,47	КамАЗ-5410	20	1	3	1
Фасадные панели	шт.	806	0,021	16,93	КамАЗ-5410	20	1	1	1

Окна	шт.	61	0,17	10,37	КамАЗ-5410	20	1	1	1
		5	0,15	0,75					
		12	0,19	2,28					
		22	0,56	12,32					
Перемышки	шт.	78	0,020	1,56	КамАЗ-5410	20	1	1	1
		22	0,34	7,48					
Двери	шт.	225	0,02	4,5	КамАЗ-5410	20	1	1	1

1. Колонны

Определим количество элементов, поставляемых за одну ходку:

$$N = \frac{Q}{m} = \frac{20}{1,33} = 15 \text{ элементов, где } Q - \text{ грузоподъемность, } m - \text{ масса элемента} \quad (5.7)$$

Определим необходимое количество рейсов:

$$n = \frac{N_{\text{общ}}}{N} = \frac{188}{15} = 13 \text{ рейсов}$$

Определим время, необходимое на один рейс

$$T = N \cdot (t_{\text{выгр}} + t_{\text{погр}}) + t_{\text{тр}} \quad (5.8)$$

$(t_{\text{выгр}} + t_{\text{погр}}) = 12$ мин. – время, необходимое на выгрузку и погрузку 1-го элемента; $t_{\text{тр}} = 97$ мин. – время, необходимое на транспортировку.

$$T = 13 \cdot 12 + 97 = 253 \text{ мин} = 4 \text{ часа } 13 \text{ мин}$$

Число оборотов за смену:

$$n_{\text{обс}} = \frac{T_{\text{см}}}{T} = \frac{8 \cdot 60}{253} = 1,89 \text{ оборота} \quad (5.9)$$

Определим количество смен:

$$n_{\text{см}} = \frac{n}{n_{\text{обс}}} = \frac{13}{1,89} = 7 \text{ смен} \quad (5.10)$$

2. Кирпич

Определим количество элементов, поставляемых за одну ходку:

$$N = \frac{Q}{m} = \frac{20}{0,64} = 31 \text{ элементов, где } Q - \text{ грузоподъемность, } m - \text{ масса элемента} \quad (5.11)$$

Определим необходимое количество рейсов:

$$n = \frac{N_{\text{общ}}}{N} = \frac{2822}{31} = 91 \text{ рейс} \quad (5.12)$$

Определим время, необходимое на один рейс

$$T = N \cdot (t_{\text{выгр}} + t_{\text{погр}}) + t_{\text{тр}} \quad (5.13)$$

$(t_{\text{выгр}} + t_{\text{погр}}) = 12$ мин. – время, необходимое на выгрузку и погрузку 1-го элемента; $t_{\text{тр}} = 97$ мин. – время, необходимое на транспортировку.

$$T = 91 \cdot 12 + 97 = 1189 \text{ мин} = 19 \text{ часов } 49 \text{ мин}$$

Число оборотов за смену:

$$n_{\text{обс}} = \frac{T_{\text{см}}}{T} = \frac{8 \cdot 60}{1189} = 0,40 \text{ оборота} \quad (5.14)$$

Определим количество смен:

$$n_{см} = \frac{n}{n_{обс}} = \frac{91}{0,40} = 228 \text{ смен} \quad (5.15)$$

3. Ригель

Определим количество элементов, поставляемых за одну ходку:

$$N = \frac{Q}{m} = \frac{20}{2,88} = 7 \text{ элементов, где } Q - \text{ грузоподъемность, } m - \text{ масса элемента} \quad (5.16)$$

Определим необходимое количество рейсов:

$$n = \frac{N_{общ}}{N} = \frac{94}{7} = 14 \text{ рейсов} \quad (5.17)$$

Определим время, необходимое на один рейс

$$T = N \cdot (t_{выгр} + t_{погр}) + t_{тр} \quad (5.18)$$

$(t_{выгр} + t_{погр}) = 12$ мин. – время, необходимое на выгрузку и погрузку 1-го элемента; $t_{тр} = 97$ мин. – время, необходимое на транспортировку.

$$T = 14 \cdot 12 + 97 = 265 \text{ мин} = 4 \text{ часа } 25 \text{ мин}$$

Число оборотов за смену:

$$n_{обс} = \frac{T_{см}}{T} = \frac{8 \cdot 60}{265} = 1,81 \text{ оборота} \quad (5.19)$$

Определим количество смен:

$$n_{см} = \frac{n}{n_{обс}} = \frac{7}{1,81} = 4 \text{ смен} \quad (5.20)$$

4. Многопустотные плиты

Определим количество элементов, поставляемых за одну ходку:

$$N = \frac{Q}{m} = \frac{20}{2,86} = 7 \text{ элементов, где } Q - \text{ грузоподъемность, } m - \text{ масса элемента} \quad (5.21)$$

Определим необходимое количество рейсов:

$$n = \frac{N_{общ}}{N} = \frac{756}{7} = 108 \text{ рейсов} \quad (5.22)$$

Определим время, необходимое на один рейс

$$T = N \cdot (t_{выгр} + t_{погр}) + t_{тр} \quad (5.23)$$

$(t_{выгр} + t_{погр}) = 12$ мин. – время, необходимое на выгрузку и погрузку 1-го элемента; $t_{тр} = 97$ мин. – время, необходимое на транспортировку.

$$T = 108 \cdot 12 + 97 = 1393 \text{ мин} = 23 \text{ часа } 13 \text{ мин}$$

Число оборотов за смену:

$$n_{обс} = \frac{T_{см}}{T} = \frac{8 \cdot 60}{1393} = 0,34 \text{ оборота} \quad (5.24)$$

Определим количество смен:

$$n_{см} = \frac{n}{n_{обс}} = \frac{108}{0,34} = 318 \text{ смен} \quad (5.25)$$

5. Лестничные марши

Определим количество элементов, поставляемых за одну ходку:

$$N = \frac{Q}{m} = \frac{20}{1,68} = 12 \text{ элементов, где } Q\text{—грузоподъемность, } m\text{—масса элемента.} \quad (5.26)$$

Определим необходимое количество рейсов:

$$n = \frac{N_{\text{общ}}}{N} = \frac{12}{12} = 1 \text{ рейс} \quad (5.27)$$

Определим время, необходимое на один рейс

$$T = N \cdot (t_{\text{выгр}} + t_{\text{погр}}) + t_{\text{тр}} \quad (5.28)$$

$(t_{\text{выгр}} + t_{\text{погр}}) = 12$ мин. – время, необходимое на выгрузку и погрузку 1-го элемента; $t_{\text{тр}} = 97$ мин. – время, необходимое на транспортировку.

$$T = 1 \cdot 12 + 97 = 109 \text{ мин} = 1 \text{ час } 49 \text{ мин}$$

Число оборотов за смену:

$$n_{\text{обс}} = \frac{T_{\text{см}}}{T} = \frac{8 \cdot 60}{109} = 4,4 \text{ оборота} \quad (5.29)$$

Определим количество смен:

$$n_{\text{см}} = \frac{n}{n_{\text{обс}}} = \frac{1}{4,4} = 1 \text{ смена} \quad (5.30)$$

6. Лестничные площадки

Определим количество элементов, поставляемых за одну ходку:

$$N = \frac{Q}{m} = \frac{20}{1,33} = 15 \text{ элементов, где } Q\text{—грузоподъемность, } m\text{—масса элемента.} \quad (5.31)$$

Определим необходимое количество рейсов:

$$n = \frac{N_{\text{общ}}}{N} = \frac{5}{15} = 1 \text{ рейс} \quad (5.32)$$

Определим время, необходимое на один рейс

$$T = N \cdot (t_{\text{выгр}} + t_{\text{погр}}) + t_{\text{тр}} \quad (5.33)$$

$(t_{\text{выгр}} + t_{\text{погр}}) = 12$ мин. – время, необходимое на выгрузку и погрузку 1-го элемента; $t_{\text{тр}} = 97$ мин. – время, необходимое на транспортировку.

$$T = 1 \cdot 12 + 97 = 109 \text{ мин} = 1 \text{ часа } 49 \text{ мин}$$

Число оборотов за смену:

$$n_{\text{обс}} = \frac{T_{\text{см}}}{T} = \frac{8 \cdot 60}{109} = 4,4 \text{ оборота} \quad (5.34)$$

Определим количество смен:

$$n_{\text{см}} = \frac{n}{n_{\text{обс}}} = \frac{1}{4,4} = 1 \text{ смена} \quad (5.35)$$

7. Прогоны

Определим количество элементов, поставляемых за одну ходку:

$$N = \frac{Q}{m} = \frac{20}{0,17} = 118 \text{ элементов, где } Q\text{— грузоподъемность, } m\text{— масса элемента.}$$

Определим необходимое количество рейсов:

$$n = \frac{N_{\text{общ}}}{N} = \frac{100}{118} = 1 \text{ рейс} \quad (5.36)$$

Определим время, необходимое на один рейс

$$T = N \cdot (t_{\text{выгр}} + t_{\text{погр}}) + t_{\text{тр}} \quad (5.37)$$

$(t_{\text{выгр}} + t_{\text{погр}}) = 12$ мин. – время, необходимое на выгрузку и погрузку 1-го элемента; $t_{\text{тр}} = 97$ мин. – время, необходимое на транспортировку.

$$T = 1 \cdot 12 + 97 = 109 \text{ мин} = 1 \text{ часа } 49 \text{ мин}$$

Число оборотов за смену:

$$n_{\text{обс}} = \frac{T_{\text{см}}}{T} = \frac{8 \cdot 60}{109} = 4,4 \text{ оборота} \quad (5.38)$$

Определим количество смен:

$$n_{\text{см}} = \frac{n}{n_{\text{обс}}} = \frac{1}{4,4} = 1 \text{ смена} \quad (5.39)$$

8. Профилированный настил

Определим количество элементов, поставляемых за одну ходку:

$$N = \frac{Q}{m} = \frac{20}{0,0044} = 4545 \text{ элементов, где } Q - \text{ грузоподъемность, } m - \text{ масса элемента.} \quad (5.40)$$

Определим необходимое количество рейсов:

$$n = \frac{N_{\text{общ}}}{N} = \frac{279}{4545} = 1 \text{ рейс} \quad (5.41)$$

Определим время, необходимое на один рейс

$$T = N \cdot (t_{\text{выгр}} + t_{\text{погр}}) + t_{\text{тр}}$$

$(t_{\text{выгр}} + t_{\text{погр}}) = 12$ мин. – время, необходимое на выгрузку и погрузку 1-го элемента; $t_{\text{тр}} = 97$ мин. – время, необходимое на транспортировку.

$$T = 1 \cdot 12 + 97 = 109 \text{ мин} = 1 \text{ часа } 49 \text{ мин}$$

Число оборотов за смену:

$$n_{\text{обс}} = \frac{T_{\text{см}}}{T} = \frac{8 \cdot 60}{109} = 4,4 \text{ оборота} \quad (5.42)$$

Определим количество смен:

$$n_{\text{см}} = \frac{n}{n_{\text{обс}}} = \frac{1}{4,4} = 1 \text{ смена} \quad (5.43)$$

9. Вентиляционные блоки

Определим количество элементов, поставляемых за одну ходку:

$$N = \frac{Q}{m} = \frac{20}{0,69} = 30 \text{ элементов, где } Q - \text{ грузоподъемность, } m - \text{ масса элемента} \quad (5.44)$$

Определим необходимое количество рейсов:

$$n = \frac{N_{\text{общ}}}{N} = \frac{63}{30} = 3 \text{ рейса} \quad (5.45)$$

Определим время, необходимое на один рейс

$$T = N \cdot (t_{\text{выгр}} + t_{\text{погр}}) + t_{\text{тр}} \quad (5.46)$$

$(t_{\text{выгр}} + t_{\text{погр}}) = 12$ мин. – время, необходимое на выгрузку и погрузку 1-го элемента; $t_{\text{тр}} = 97$ мин. – время, необходимое на транспортировку.

$$T = 3 \cdot 12 + 97 = 133 \text{ мин} = 2 \text{ часа } 13 \text{ мин}$$

Число оборотов за смену:

$$n_{\text{обс}} = \frac{T_{\text{см}}}{T} = \frac{8 \cdot 60}{133} = 3,61 \text{ оборота} \quad (5.47)$$

Определим количество смен:

$$n_{\text{см}} = \frac{n}{n_{\text{обс}}} = \frac{3}{3,61} = 1 \text{ смена} \quad (5.48)$$

10. Фасадные панели

Определим количество элементов, поставляемых за одну ходку:

$$N = \frac{Q}{m} = \frac{20}{0,021} = 952 \text{ элементов, где } Q \text{— грузоподъемность, } m \text{— масса элемента} \quad (5.49)$$

Определим необходимое количество рейсов:

$$n = \frac{N_{\text{общ}}}{N} = \frac{806}{952} = 1 \text{ рейса} \quad (5.50)$$

Определим время, необходимое на один рейс

$$T = N \cdot (t_{\text{выгр}} + t_{\text{погр}}) + t_{\text{тр}} \quad (5.51)$$

$(t_{\text{выгр}} + t_{\text{погр}}) = 12$ мин. – время, необходимое на выгрузку и погрузку 1-го элемента; $t_{\text{тр}} = 97$ мин. – время, необходимое на транспортировку.

$$T = 1 \cdot 12 + 97 = 109 \text{ мин} = 1 \text{ часа } 49 \text{ мин}$$

Число оборотов за смену:

$$n_{\text{обс}} = \frac{T_{\text{см}}}{T} = \frac{8 \cdot 60}{109} = 4,4 \text{ оборота} \quad (5.52)$$

Определим количество смен:

$$n_{\text{см}} = \frac{n}{n_{\text{обс}}} = \frac{1}{4,4} = 1 \text{ смена} \quad (5.53)$$

10. Окна

Определим количество элементов, поставляемых за одну ходку:

$$N = \frac{Q}{m} = \frac{20}{0,19} = 105 \text{ элементов, где } Q \text{— грузоподъемность, } m \text{— масса элемента} \quad (5.54)$$

Определим необходимое количество рейсов:

$$n = \frac{N_{\text{общ}}}{N} = \frac{78}{105} = 1 \text{ рейса} \quad (5.55)$$

Определим время, необходимое на один рейс

$$T = N \cdot (t_{\text{выгр}} + t_{\text{погр}}) + t_{\text{тр}} \quad (5.56)$$

$(t_{\text{выгр}} + t_{\text{погр}}) = 12$ мин. – время, необходимое на выгрузку и погрузку 1-го элемента; $t_{\text{тр}} = 97$ мин. – время, необходимое на транспортировку.

$$T = 1 \cdot 12 + 97 = 109 \text{ мин} = 1 \text{ часа } 49 \text{ мин}$$

Число оборотов за смену:

$$n_{обс} = \frac{T_{см}}{T} = \frac{8 \cdot 60}{109} = 4,4 \text{ оборота} \quad (5.57)$$

Определим количество смен:

$$n_{см} = \frac{n}{n_{обс}} = \frac{1}{4,4} = 1 \text{ смена} \quad (5.58)$$

10. Двери

Определим количество элементов, поставляемых за одну ходку:

$$N = \frac{Q}{m} = \frac{20}{0,02} = 1000 \text{ элементов, где } Q - \text{ грузоподъемность, } m - \text{ масса элемента.}$$

(5.59)

Определим необходимое количество рейсов:

$$n = \frac{N_{общ}}{N} = \frac{225}{1000} = 1 \text{ рейса} \quad (5.60)$$

Определим время, необходимое на один рейс

$$T = N \cdot (t_{выгр} + t_{погр}) + t_{тр} \quad (5.61)$$

$(t_{выгр} + t_{погр}) = 12 \text{ мин.}$ – время, необходимое на выгрузку и погрузку 1-го элемента; $t_{тр} = 97 \text{ мин.}$ – время, необходимое на транспортировку.

$$T = 1 \cdot 12 + 97 = 109 \text{ мин} = 1 \text{ часа } 49 \text{ мин}$$

Число оборотов за смену:

$$n_{обс} = \frac{T_{см}}{T} = \frac{8 \cdot 60}{109} = 4,4 \text{ оборота} \quad (5.62)$$

Определим количество смен:

$$n_{см} = \frac{n}{n_{обс}} = \frac{1}{4,4} = 1 \text{ смена} \quad (5.63)$$

5.8 Расчет численно-квалификационного состава бригады и звеньев

Для определения состава бригады будем пользоваться календарным графиком производства работ.

Общее количество рабочих в бригаде получим делением общей трудоемкости на заданную продолжительность работ:

$$K = \frac{T_p}{D_n \cdot C \cdot 8} \cdot 100, \quad (5.64)$$

где T_p – трудоемкость работ, чел.-дн.; D_n – срок выполнения работ; C – средний процент выполнения норм выработки; 8 – среднее число чел.-час в смену.

$$K = \frac{5834,64}{40 \cdot 1,5 \cdot 8} \cdot 100 = 13 \text{ чел.}$$

Определяем квалификационный состав бригады по профессиям: количество рабочих каждой профессии и разряд определяем по калькуляции и потребности рабочих в каждом звене, результаты сводим в таблицу 5.6.

Таблица 5.6 – Численно-квалификационный состав бригад и звеньев

Специальность	Разряд	Количество рабочих	
		В звене	В бригаде
Машинист	6	1	2
	5	1	
Помощник машиниста	5	1	1
Бетонщик	4	1	2
	2	1	
Землекоп	2	2	2
Плотник	4	1	2
	3	1	
Изолировщик	3	1	2
	2	1	
Монтажник	4	2	5
	3	2	
	2	1	
Маляр	5	1	1
Штукатурщик	4	2	5
	3	2	
	2	1	
Паркетчик	4	1	2
	3	1	
Облицовщик	4	1	2
	3	1	
Каменщик	3	1	1

5.9 Расчёт нормокомплекта

Нормокомплект для бригады монтажников принимаем по соответствующим картам. В нормокомплект также входят подручные механизированные приспособления, одежда и средство индивидуальной защиты монтажников.

Таблица 5.7 – Нормокомплект для бригады монтажников из 5-ти человек

№	Наименование инструмента	Кол-во на 100 человек	Кол-во на 7 человек
1	Зубила слесарные 10, 20 и 25	100	7
2	Кельма типа КБ для каменных и бетонных работ	100	7
3	Кернеры 3 и 6	25	2
4	Ключи	50	4

5	Ключи гаечные разводные 19 и 30	25	2
6	Ключи гаечные торцевые квадратные и шестигранные к коловороту с трещоткой	25	2
7	Коловорот с трещоткой	25	2
8	Кувалды остроконечные №3 и №8	50	4
9	Лом монтажный ЛМ - 24	50	4
10	Молоток А - 5	50	4
11	Молоток – кирочка МКИ	25	2
12	Отвес типа О - 200	50	4
13	Рулетка РЖ – 2	100	7
14	Рулетка РС – 2	100	7
15	Скребок	50	4
16	Угольник 500 х 240	25	2
17	Уровень строительный типа УС1 - 300	50	4
18	Щетка стальная прямоугольная	50	4

Таблица 5.8 - Ведомость инструментов, инвентаря и приспособлений

№ пп	Наименование	Тип, ГОСТ, марка	Кол- во	Техническая характеристика и назначение.
1	2	3	4	5
1	Отвес	ОТ-600	2	Выверяет вертикальность стен, простенков, столбов и углов кладки. Выработка на 1 чел-день m^3 кладки=2,2 Затраты труда на 1 m^3 кладки чел-час=3,6 Исполнители: Каменщик 4-го разряда, Каменщик 2-го разряда.
2	Метр стальной складной		2	
3	Кельма для бетонных и каменных работ – стальная лопатка с деревянной ручкой	КБ	24	Для разравнивания раствора по кладке, заполнения раствором вертикальных швов и подрезки в швах лишнего раствора.
4	Молоток – кирочка	МКИ	16	Для рубки целого кирпича на половинки, четвертинки, для обтесывания кирпича.
5	Лопата растворная ЛР	ГОСТ 3620-76	4	Для подачи и расстилания раствора на стене. Ей перемешивают раствор в ящике и разравнивают его между верстами под забутку.

6	Уровень строительный	УС6-1-750		
7	Правило дюралюминиевое		8	Проверка лицевой поверхности кладки
	Лестницы		6	Для подъема на подмости
	Площадка-подмости		2	Для устройства рабочего места
	Ведро		2	Для воды
	Нивелир, рейка	ГОСТ 10528-85	16	Для определения высоты точек, лежащих на поверхности земли
	Рулетка		1	Длина = 20 метров. Для промера вдоль осей здания и поперек траншеи
	Станок		1	Для перемотки рулонных материалов
	Контейнер		13	Для рулонных материалов массой 78кг.
	Форсунка		1	Для очистки и грунтовки основания
	Нож	ТУ 35-1175-70	2	Для резки рулонных материалов
	Гребок деревянный с резиновой вставкой		2	Для устройства бронирующего слоя
	Штангенциркуль	ЩЦТ-1-125		

5.10 Расчет площади приобъектного склада

При определении запаса материалов исходим из того, что запас должен быть минимальным, но достаточным для обеспечения бесперебойного выполнения работ.

Запас материалов конструкций определяем по формуле:

$$P_{скл} = \frac{P_{общ}}{T} \cdot T_n \cdot K_1 \cdot K_2 \quad (5.65)$$

где $P_{общ}$ – количество материалов и конструкций, необходимое для строительства;

T – продолжительность работ, выполняемых с использованием этих материалов, дней (по календарному плану);

T_n – норма запасов материалов, дней (при дальности до 50 км 5...10 дней);

K_1 – коэффициент неравномерности поступления материалов на склад (для автотранспорта 1,1);

K_2 – коэффициент потребления материалов, равный 1,3.

Полезная площадь склада определяется по формуле:

$$F_{скл} = P_{скл} \cdot f \quad (5.66)$$

где f – нормативная площадь на единицу складированного материала.

Площадь подъездных путей и дорог вычисляется отдельно от полезной, с учетом длины складов, типов применяемых кранов и транспортных средств. Проходы между штабелями устраивают не реже, чем через два штабеля в продольном направлении и не реже, чем через 25 м в поперечном

направлении. Ширина прохода 0,7 м, зазоры между смежными штабелями 0,2 м.

В каждый штабель укладывают конструкции только одной марки. Знаки маркировки изделий всегда должны быть обращены в сторону прохода или проезда. Каждое изделие должно опираться на деревянные инвентарные подкладки и прокладки.

Общая площадь складов определяется по формуле:

$$F_{\text{общ}} = \frac{F_{\text{скл}}}{K_{\text{исп}}} \quad (5.67)$$

где $K_{\text{исп}}$ – коэффициент использования площади складов, равный для открытого склада 0,5

1. Колонны:

$$P_{\text{скл}} = \frac{188}{101,5} \cdot 5 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 13,24 \text{ м}^2$$

$$F_{\text{скл}} = 13,24 \cdot 1,7 = 22,51 \text{ м}^2$$

2. Кирпич:

$$P_{\text{скл}} = \frac{1185200}{6351,88} \cdot 5 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 1334,12 \text{ м}^2$$

$$F_{\text{скл}} = 1334,12 \cdot 1,7 = 2268 \text{ м}^2$$

3. Ригели:

$$P_{\text{скл}} = \frac{78}{37,97} \cdot 5 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 2,94 \text{ м}^2$$

$$F_{\text{скл}} = 2,94 \cdot 1,7 = 4,64 \text{ м}^2$$

4. Многопустотные плиты

$$P_{\text{скл}} = \frac{756}{33} \cdot 5 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 163,8 \text{ м}^2$$

$$F_{\text{скл}} = 163,46 \cdot 1,7 = 278,46 \text{ м}^2$$

5. Лестничные марши

$$P_{\text{скл}} = \frac{12}{2,5} \cdot 5 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 34,32 \text{ м}^2$$

$$F_{\text{скл}} = 34,32 \cdot 1,7 = 58,34 \text{ м}^2$$

6. Лестничные площадки

$$P_{\text{скл}} = \frac{5}{1,43} \cdot 5 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 5 \text{ м}^2$$

$$F_{\text{скл}} = 5 \cdot 1,7 = 8,5 \text{ м}^2$$

7. Прогоны

$$P_{\text{скл}} = \frac{100}{26,69} \cdot 5 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 26,79 \text{ м}^2$$

$$F_{\text{скл}} = 26,79 \cdot 1,7 = 45,54 \text{ м}^2$$

8. Профилированный настил

$$P_{\text{скл}} = \frac{279}{70,07} \cdot 5 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 56,94 \text{ м}^2$$

$$F_{\text{скл}} = 56,94 \cdot 1,7 = 96,73 \text{ м}^2$$

9. Фасадные панели

$$P_{\text{скл}} = \frac{806}{29,24} \cdot 5 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 197,09 \text{ м}^2$$

$$F_{\text{скл}} = 197,09 \cdot 1,7 = 335,05 \text{ м}^2$$

10. Окна

$$P_{\text{скл}} = \frac{100}{5,67} \cdot 5 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 25,22 \text{ м}^2$$

$$F_{\text{скл}} = 25,22 \cdot 1,7 = 42,87 \text{ м}^2$$

11. Двери

$$P_{\text{скл}} = \frac{225}{5,8} \cdot 5 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 277,374 \text{ м}^2$$

$$F_{\text{скл}} = 277,37 \cdot 1,7 = 471,53 \text{ м}^2$$

5.11 Электроснабжение строительной площадки

При проектировании временного электроснабжения строительной площадки необходимо: рассчитать электрические нагрузки; определить количество и мощность трансформаторных подстанций или других источников электроснабжения; выявить объекты, требующие резервного электропитания; расположить на СГП подстанции, сети и устройства.

При проектировании временного электроснабжения строительной площадки производят расчёт электрических нагрузок:

$$P_p = 1,1 \left(\sum (P_c K_c / \cos \varphi) + \sum (P_T K_T / \cos \varphi) + \sum P_{o.в.} K_o + \sum P_{o.н.} \right) \quad (5.68)$$

где 1,1 – коэффициент, учитывающий потери в сети;

K_c, K_T, K_o – коэффициенты спроса, зависящие от количества потребителей

$\cos \varphi$ – коэффициент мощности, зависящий от количества и загрузки силовых потребителей;

P_c – мощность силовых потребителей;

P_T – мощность потребления для технологических нужд;

$P_{o.в.}$ – мощность устройств внутреннего потребления;

$P_{o.н.}$ – мощность устройств наружного потребления.

$P_{o.в.}$ и $P_{o.н.}$ определяются по удельным показателям мощности на освещаемую площадь.

$$P_p = 1,1 \cdot \left(\frac{580,2}{0,5} + \frac{2,8 \cdot 0,15}{0,5} + \frac{16,8 \cdot 0,7}{0,8} + \frac{0,8 \cdot 0,15}{0,6} + \frac{5,2 \cdot 0,4}{0,8} + \frac{32 \cdot 0,35}{0,4} + \frac{20 \cdot 0,35}{0,7} + \frac{5,25 \cdot 0,7}{0,8} + \frac{4 \cdot 0,4}{0,7} + 326,4 \cdot 0,0004 + 2372,4 \cdot 0,0003 + 791,25 \cdot 0,0015 \right) = 101,82 \text{ кВт}$$

Для временного электроснабжения принимаем трансформаторную подстанцию ПЭС-100 — мощностью 160 кВт.

Для наружного освещения площадки определяют число прожекторов через удельную мощность по формуле:

$$n = P \times S \times \frac{E}{P_{\lambda}} \quad (5.69)$$

где n - количество прожекторов

P - удельная мощность, принимают при освещении прожекторами при ПЗС – 35 $P=0,25 \div 0,4 \text{ Вт/м}^2 \text{ Лк}$;

E - освещенность, Лк;

S - площадь подлежащая освещению, м^2 ;

P_{λ} - мощность лампы прожектора, Вт (при прожекторах ПЗС – 45 $P_{\lambda}=1500 \text{ Вт}$)

$n_1=0,4$

Принимаем 6 прожекторов для освещения строительной площадки.

5.12 Выбор временных зданий и сооружений

Стройгенплан разработан на период производство работ надземного цикла. На стройгенплане размещается строящийся объект с размерами в осях 120,2x94м

Площадка для складирования конструкций и материалов и временные дороги. Бытовой городок размещается на строительной площадке.

Строительная площадка ограждается временным забором из щитов высотой 1,8 м. На въезде и выезде со стройплощадки располагаются знаки безопасности дорожного движения, на въезде дополнительно вывешена схема движения автотранспорта по площадке.

Открытый склад рассчитан для хранения 100% требуемого количества сборных ж/б конструкций на 1 этаж. Складирование предусмотрено в штабелях на деревянных подкладках.

Стройплощадка обеспечена временными сетями водо- и электроснабжения, запитанных от постоянно действующих сетей. Обеспечение водой осуществляется временным водопроводом из стальных труб с условным проходом 15 мм.

Таблица 5.9 - Площади временных зданий

Наименование	Расчетное кол-во работающих	Нормативный показатель		Расчетный показатель	Принятые размеры, м	Тип здания
		Ед.из м.	На 1чел.			
1. Санитарно-бытовые помещения:						
Помещение для согревания, приема пищи	11	м^2	1	11	3x7	контейнерный, металлический
Туалет		м^2	0,07	0,77		
Итого:				11,77		

2. Служебные помещения:					7 × 3	контейнерный
Прорабская	2	м ²	24 на 5 чел.	9,6		
Диспетчерская	2	м ²	7	14	7 × 3	контейнерный
КПП	2	м ²	5	14	7 × 3	контейнерный
Итого:				37,6		

6 Экономика строительства

Локальный сметный расчет на общестроительные работы проектируемого здания, объектный сметный расчет и сводный сметный расчет приведены в приложении Б соответствующей пояснительной записки.

7 Охрана труда и техника безопасности

7.1 Общие положения

Положение об охране труда и технике безопасности разрабатывается в соответствии с Федеральным законом "Об основах охраны труда в Российской Федерации" и рекомендациями Министерства труда и социального развития РФ. [24]

В разделе "Общие положения" констатируется, что каждый работник имеет право на условия труда, отвечающие требованиям безопасности и гигиены; на отдых; на обязательное социальное страхование; на возмещение ущерба, причиненного работнику в связи с исполнением им трудовых обязанностей; на судебную защиту своих трудовых прав и др.

7.2 Требования безопасности к обустройству и содержанию строительных площадок, участков работ и рабочих мест

Строительные площадки и участки работ в населенных пунктах или на территории организации во избежание доступа посторонних лиц должны быть ограждены.

Конструкция защитных ограждений должна удовлетворять следующим требованиям:

- высота ограждения производственных территорий должна быть не менее 1,6 м, а участков работ - не менее 1,2;
- ограждения, примыкающие к местам массового прохода людей, должны иметь высоту не менее 2 м и быть оборудованы сплошным защитным козырьком;

— ограждения не должны иметь проемов, кроме ворот и калиток, контролируемых в течение рабочего времени и запираемых после его окончания.

У въезда на строительную площадку необходимо устанавливать схему внутривозрадных дорог и проездов с указанием мест складирования материалов и конструкций, мест разворота транспортных средств, объектов пожарного водоснабжения и пр.

Внутренние автомобильные дороги строительных территорий должны соответствовать строительным нормам и правилам и быть оборудованы соответствующими дорожными знаками, регламентирующими порядок движения транспортных средств и строительных машин в соответствии с Правилами дорожного движения Российской Федерации.

Строительные площадки, участки работ и рабочие места, проезды и подходы к ним в темное время суток должны быть освещены в соответствии с требованиями государственных; стандартов. Освещение закрытых помещений должно соответствовать требованиям строительных норм и правил.

Освещенность должна быть равномерной, без слепящего действия осветительных приспособлений на работающих. Производство работ в неосвещенных местах не допускается.

Колодцы, шурфы и другие выемки должны быть закрыты крышками, щитами или ограждены.

Рабочие места и проходы к ним, расположенные на перекрытиях, покрытиях на высоте более 1,3 м и на расстоянии менее 2 м от границы перепада по высоте, должны быть ограждены защитными или страховочными ограждениями, а при расстоянии более 2м- сигнальными ограждениями, соответствующими требованиям государственных стандартов.

7.3 Требования безопасности при складировании материалов и конструкций

Складирование материалов, прокладка транспортных путей должны производиться за пределами призмы обрушения грунта незакрепленных выемок (траншей), а их размещение в пределах призмы обрушения грунта у выемок с креплением допускается при условии предварительной проверки устойчивости закрепленного откоса по паспорту крепления или расчетом с учетом динамической нагрузки.

Материалы, изделия, конструкции и оборудование при складировании на строительной площадке и рабочих местах должны укладываться следующим образом:

— кирпич в пакетах на поддонах - не более чем в два яруса, в контейнерах - в один ярус, без контейнеров - высотой не более 1,7 м;

- плиты перекрытий - в штабель высотой не более 2,5 м на подкладках и с прокладками;
- ригели и колонны - в штабель высотой до 2 м на подкладках и с прокладками;
- мелкосортный металл - в стеллаж высотой не более 1,5 м;
- вентиляционные блоки - в штабель высотой не более 2 м на подкладках и с прокладками;

Складирование других материалов, конструкций и изделий следует осуществлять согласно требованиям стандартов и технических условий на них.

Между штабелями (стеллажами) на складах должны быть предусмотрены проходы шириной не менее 1 м и проезды, ширина которых зависит от габаритов транспортных средств и погрузочно-разгрузочных механизмов, обслуживающих склад. Прислонять (опирать) материалы и изделия к заборам, деревьям и элементам временных и капитальных сооружений не допускается.

7.4 Обеспечение пожаробезопасности

Пожарная безопасность на строительной площадке должна быть обеспечена на уровне не ниже требований, установленных в «Правилах пожарной безопасности в РФ» и Техническом регламенте о требованиях пожарной безопасности (№123-ФЗ). [4]

На территории строительной площадки площадью 5 га и более должно быть не менее двух въездов с противоположных сторон площадки. Дороги должны иметь покрытие, пригодное для проезда пожарных автомобилей в любое время года, ширина проездов не менее 6 м. Ворота для въезда должны быть шириной не менее 6 м.

У въезда на строительную площадку вывешиваются схемы размещения зданий, складов, мест расположения водоисточников, средств пожаротушения и связи, схема сети дорог.

Устройство подъездов и дорог необходимо завершить к началу основных строительных работ.

Бытовки для размещения пожарной охраны и необходимые средства пожаротушения завозятся на строительную площадку в первую очередь, до начала строительных работ.

Дороги вдоль зданий при ширине здания более 100 м должны быть со всех сторон здания.

Расстояние от внутреннего края дороги до стены здания, сооружения должно быть: для зданий высотой до 28 м – не более 8 м;

Горючие строительные материалы должны размещаться в штабелях или группами площадью не более 100 м². Расстояние между штабелями и зданиями должно быть не менее 24 м.

Применение открытого огня (сварка и др.) в помещениях, где ведутся работы с использованием горючих веществ (краски, лаки, мастики и т.п.), категорически запрещается.

К началу основных строительных работ на стройке должно быть обеспечено: противопожарное водоснабжение от пожарных гидрантов на водопроводной сети; или от резервуаров воды (водоёмов).

Внутренний пожарный водопровод и автоматические системы пожаротушения необходимо монтировать одновременно с возведением здания.

Противопожарный водопровод должен вводиться в действие к началу отделочных работ.

Автоматические системы пожаротушения и сигнализации вводятся в действие к моменту начала пусконаладочных работ в системах вентиляции электроснабжения, лифтового оборудования и др.

7.5 Техника безопасности при производстве работ

7.5.1 Техника безопасности при производстве земляных работ

Мероприятия по технике безопасности при производстве земляных работ на действующих на строительной площадке разрабатываются и утверждаются заказчиком и генеральным подрядчиком. Ответственность за их соблюдение несут руководители строительно-монтажных организаций и действующего предприятия. При несоблюдении заказчиком утвержденных мероприятий по технике безопасности, в результате чего создаются условия, угрожающие жизни и здоровью работающих, строительно-монтажные работы, в том числе земляные, должны быть приостановлены до устранения опасности. Прекращение работы оформляется актом.

Технологические процессы, выполняемые на территории строительной площадки, относятся к работам повышенной опасности, поэтому они должны производиться по нарядам-допускам.

Для прохода рабочих в траншеи следует устанавливать стремянки шириной не менее 0,6 м с перилами или приставные лестницы. Котлованы и траншеи в местах, где происходит движение людей и транспорта, должны быть ограждены.

Запрещается установка строительных и транспортных машин и различного оборудования в пределах призмы обрушения грунта выемки.

При устройстве выемок с креплением машины и оборудование могут находиться в пределах призмы обрушения при соответствующих расчетах, учитывающих прочность крепления и величину нагрузки.

Разрабатывать переувлажненные песчаные грунты следует только по индивидуальным проектам с искусственным водопонижением, шпунтовым и другим креплением.

Стенки траншей, разрабатываемых землеройными машинами, должны крепиться непосредственно за разработкой грунта.

При разработке котлована экскаватор во время работы нужно устанавливать на спланированной площадке; во избежание самопроизвольного перемещения необходимо закреплять его инвентарными упорами. Во время перерыва в работе экскаватор следует переместить от края котлована на расстояние не менее 2 м, а ковш опустить на грунт.

При работе экскаватора не разрешается находиться людям в радиусе действия экскаватора 5 м, а также производить какие-либо другие работы со стороны забоя. Совмещать земляные работы с другими работами в котловане можно только в соответствии с разработанными технологическими картами в ППР.

Односторонняя обратная засыпка фундаментов и стен допускается лишь после достижения бетоном необходимой прочности. Уплотнять грунт трамбованием вблизи подпорных стен фундаментов и других конструкций нужно на расстоянии и в порядке, указанными в ППР.

7.5.2 Безопасность труда при погрузочно-разгрузочных работах

Погрузочно-разгрузочные работы следует выполнять механизированным способом при помощи подъемно-транспортного оборудования и средств малой механизации. Поднимать и перемещать грузы вручную необходимо при соблюдении норм, установленных действующим законодательством.

Погрузочно-разгрузочные работы следует выполнять в соответствии с технологическими картами, проектами производства работ, а также правилами, нормами, инструкциями и др. нормативно-технологическими документами, содержащими требования безопасности при производстве работ данного вида.

Движение транспортных средств в местах производства погрузочно-разгрузочных работ должно быть организовано по схеме, утвержденной администрацией предприятия, с установкой соответствующих дорожных знаков, а также знаков, применяемых на железнодорожном транспорте.

Места производства погрузочно-разгрузочных работ должны быть размещены на специально отведенной территории с ровным покрытием, допускается проведение погрузочно-разгрузочных работ на спланированных площадках с твердым грунтом, способным воспринимать нагрузку от грузов и подъемно-транспортных машин.

Все рабочие места, где ведутся погрузочно-разгрузочные работы, должны содержаться в чистоте, проходы и проезды должны быть хорошо освещены, свободны и безопасны для движения пешеходов и транспорта. Не допускается размещать грузы в проходах и проездах.

При обслуживании грузоподъемных механизмов и грузозахватных приспособлений должны соблюдаться следующие требования:

Все механизмы и приспособления должны быть зарегистрированы состоять на учете в специальных журналах, которые хранятся у лиц, ответственных за их исправное состояние.

Грузоподъемные механизмы и грузозахватные приспособления должны быть снабжены табличками и бирками с указанием инвентарного номера, допустимой грузоподъемности и даты очередного освидетельствования.

Механизмы и приспособления должны храниться на стеллажах, настилах.

Грузоподъемные механизмы и грузоподъемные приспособления (такелажное оборудование) должны удовлетворять " Правилам устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов", " Правилам безопасной работы с инструментом и приспособлениями".

К стропальным (такелажным) работам относится: подъем, перемещение установки и закрепление грузов с помощью грузоподъемных механизмов, специальных приспособлений и оснастки, простейших приспособлений и вручную, а также подготовительные и заключительные работы при установке и освобождении такелажных приспособлений и механизмов.

К стропальным (такелажным) работам допускаются лица не моложе 18 лет, прошедшие медицинский осмотр и соответствующее обучение, инструктаж, проверку знаний требований безопасности. При этом они должны знать правила оказания первой доврачебной помощи пострадавшим при несчастном случае.

Каждый работник, если им самим не могут быть приняты меры по устранению нарушения Правил и инструкций по технике безопасности, обязан немедленно сообщить администрации, о всех замеченных им нарушениях правил и инструкций, а также о представляющих опасность для людей неисправности машин, механизмов, приспособлений и инструментов, применяемых при работе.

7.5. 3 Требования безопасности при электросварочных работах

Электросварщик должен быть экипирован в спецодежду, а также обувь, обеспечивающую гарантированную защиту от попадания на тело расплавленных частиц металла. В комплект одежды входят брезентовые брюки и куртка, имеющие карманы закрытые специальными клапанами (одеваться должны только навывпуск), шнуровка обуви должна быть плотной. На руках должны быть сварочные перчатки.

Должна быть проверена электрическая изоляция токоведущих элементов (электрокабель) и держателя электродов.

Проверяется надежность и правильность заземления следующих элементов: корпуса сварочного агрегата, его электрической части, свариваемой заготовки и рубильника.

Все соединения кабеля и сварочного агрегата должны быть надежными.

У места ведения работ не должны находиться любые воспламеняющиеся материалы, расстояние от рабочей площадки до места их возможного размещения должно составлять не менее 10 метров.

Вести работы на открытой территории при атмосферных осадках (снег, дождь) запрещено, по их завершении сварка разрешена только с применением диэлектрических перчаток, обуви и ковриков, которые должны проходить обязательную поверку в установленные сроки.

При замене электрода запрещается дотрагиваться свободной рукой до свариваемой заготовки

Для защиты органов зрения и лица обязательно применение защитных масок или щитков, они должны обеспечить защиту всего лица. Также необходимо предусмотреть защиту от воздействия сварочной дуги посторонних лиц. С этой целью устанавливаются специальные экраны или щиты, не допускающие ослепления подручных сварщика.

7.5.4 Техника безопасности при производстве каменных работ

Выполнять кирпичную кладку каменщик должен только с подмостей не вставая на стену.

Работать на стене (стоять на внутренней версте) можно в том случае, если толщина стены равна трем кирпичам и более; при этом следует обязательно применять предохранительные пояса и привязываться к устойчивым конструкциям.

Подмости надо устанавливать на очищенные выровненные поверхности. Особое внимание следует уделять опиранию стоек трубчатых лесов на грунт. Для равномерного распределения давления под стойки перпендикулярно возводимой стене укладывают деревянные подкладки (одна подкладка под две стойки).

Настилы на подмостях должны быть ровными и не иметь щелей. Их следует делать из инвентарных щитов, сшитых планками. Зазор между стеной строящегося здания и рабочим настилом подмостей не должен превышать 5 см. Этот зазор нужен для того, чтобы, опустив отвес ниже подмостей, можно было проверить вертикальность возводимой кладки.

За состоянием всех конструкций подмостей, в том числе за состоянием соединений, настила и ограждений, должно быть установлено систематическое наблюдение. Состояние подмостей ежедневно перед началом смены должен проверять мастер, руководящий соответствующим участком работ на данном объекте, и бригадир.

Кладку любого яруса стен выполняют так, чтобы уровень ее после каждого перемешивания был на 15 см выше рабочего настила.

Одновременно с кладкой стен в оконные проемы следует устанавливать готовые оконные блоки. В тех случаях, когда в процессе

кладки дверные и оконные проемы не заполняют готовыми блоками, проемы необходимо закрывать инвентарными ограждениями.

При кладке стен с внутренних подмостей надо по всему периметру здания устраивать наружные инвентарные защитные козырьки в виде настила на кронштейнах, навешиваемых на стальные крюки, которые заделывают в кладку по мере ее возведения.

При устройстве козырьков необходимо соблюдать следующие требования: первый ряд козырьков устанавливать на высоте не более 6 м от земли и оставлять его до возведения кладки стен на всю высоту; второй ряд козырьков устанавливать на высоте 6—7 м над первым рядом, а затем по ходу кладки переставлять через каждые 6—7 м. Защитные козырьки должны иметь ширину не менее 1,5 м и внешний угол подъема 20° к горизонту.

Без устройства защитных козырьков можно вести кладку стен зданий высотой не более 7 м, но при этом на земле по периметру зданий надо устраивать ограждения на расстоянии не менее 1,5 м от стены.

8. Оценка воздействия на окружающую среду

8.1 Общие положения

Цель данного раздела – проверить соответствуют ли требования по охране окружающей среды и экологическая безопасность на всем протяжении строительства здания.

Задачи и расчёты – провести расчеты выбросов загрязняющих веществ, от таких процессов как: продукты сгорания топлива, сварочные, лакокрасочные работы при возведении здания и выполнить сравнение их с нормативами.

8.2 Общие сведения о проектируемом объекте

8.2.1 Краткая характеристика участка застройки и объекта строительства с учетом его предназначения

Посёлок городского типа Усть-Абакан располагается в степи Минусинской котловины в 12 км на север от Абакана, на левом берегу Красноярского водохранилища Енисея.

Территория под размещение многофункционального спортивного комплекса спланирована. Рельеф участка спокоен с абсолютной отметкой 259,41м.

8.2.2 Климат и фоновое загрязнение воздуха

Климат района резко континентальный с холодной зимой, жарким летом, а также резкой сменой температур в течение суток. Географическое

положение района в пределах Минусинского межгорного прогиба смягчает климатические условия по сравнению с климатом смежных районов Восточной Сибири, поэтому территория защищена, как от вторжения холодных масс воздуха, так и от проникновения атмосферных осадков. Недостаток влаги обуславливает засушливое лето и малоснежные зимы. Малоснежные зимы влияют на глубину промерзания грунтов, которая составляет до 2,9м. Преимущественное направление ветров юго - западное.

Таблица 8.1 – Характеристика состояния воздушного бассейна района расположения объекта

Наименование показателя	Единица измерения	Величина показателя
1. Климатические характеристики:		
- тип климата		Резко континентальный
средние температуры воздуха по месяцам: I II III IV V VI VII XII IX X XI VIII	°C	-25,5 -18,5 -8,5 2,9 10,5 19,5 17,3 19,5 16,4 9,9 1,6 -9,5 -17,9
средняя температура воздуха наиболее холодного месяца	°C	-25,5
средняя и максимальная температура воздуха самого жаркого месяца	°C	+19,5
продолжительность периода с положительными температурами воздуха	дней	172
среднее количество осадков за год	мм	327
распределение осадков в течение года по месяцам: I II III IV V VI VII XII IX X XI	%	6 6 6 11 36 54 64 57 41 24 11

VIII		11
- ветровой режим:		
максимальная скорость ветра	м/сек	6,5
2. Характеристики загрязнения атмосферы:		
- основные характеристики загрязнения воздуха:		
виды загрязняющих веществ, среднегодовые и среднесезонные концентраций загрязняющих веществ: бензапирен взвешенные вещества формальдегид	мг/м ³	3,2 1,6 2,4
- основные источники загрязнения атмосферы в районе строительства		-
- сведения о выпадении на рассматриваемую территорию вредных веществ и химизме осадков (в т.ч. по кислотным и радиационным осадкам)		-

8.3 Оценка воздействия на окружающую среду

8.3.1 Расчет выбросов от работы автомобильного транспорта

Воспользуемся методикой проведения инвентаризации выбросов загрязняющих веществ в атмосферу для баз дорожной техники. На земельном участке при монтаже здания используются 1 автокран и 3 машины.

Таблица 8.2 – Транспортные средства на строительной площадке

Автомобили	Объем Двигателя, л	Тип топлива	Период	Страна произв.	Расстояние от выезда на строит. площадку до разворота	Грузоподъемность	$t_{\text{прог}}$ мин	$t_{\text{кол}}$ мин
Автокран XCMG QY50K (1 шт)	11	Дизель	Теплый	Китай	40	25	4	3
Камаз 5410 (3 шт)	11	Дизель	Теплый	Россия	40	13	4	3

Таблица 8.3 – Удельные выбросы от автомобильного транспорта

Марка автомобиля	CO			CH			NO _x			C			SO ₂		
	m _{np}	m _{xx}	m _L	m _{np}	m _{xx}	m _L	m _{np}	m _{xx}	m _L	m _{np}	m _{xx}	m _L	m _{np}	m _{xx}	m _L
Автокран XCMG QY50K (1 шт)	3	2,9	7,5	0,40	0,45	1,1	1,0	1,0	4,5	0,04	0,04	0,4	0,11	0,10	0,54
КАМАЗ 5410 (3 шт)	3,0	2,9	6,1	0,40	0,45	1,0	1,00	1,00	4,0	0,04	0,04	0,03	0,11	0,10	0,54

Определение удельных выбросов автокарана Автокран XCMG QY50K и КАМАЗ 5410

Определение коэффициентов M_{1ik} и M_{2ik} :

$$M_{1ik} = m_{npik} \cdot t_{np} + m_{Lik} \cdot L_1 + m_{xxik} \cdot t_{xx1} \quad (8.1)$$

$$M_{2ik} = m_{Lik} \cdot L_2 + m_{xxik} \cdot t_{xx2} \quad (8.2)$$

где m_{npik} - удельный выброс вещества при прогреве двигателя автомобиля, г/мин;

t_{np} - время прогрева двигателя, мин (4 минуты);

m_{Lik} -пробеговой выброс вещества автомобиля к-ой группы при движении со скоростью 10 -20 км/час, г/км;

L_1, L_2 - пробег автомобиля по территории стоянки, км (зависит от размера участка);

t_{xx1}, t_{xx2} - время работы двигателя на холостом ходу при выезде с территории стоянки и возврате на нее (принимаем 5 мин);

Определение коэффициентов M_{1ik} и M_{2ik} для СО:

$$M_{1ik} = 3 \cdot 4 + 7,5 \cdot 40 + 2,9 \cdot 5 = 326,5 \text{ г}$$

$$M_{2ik} = 7,5 \cdot 40 + 2,9 \cdot 5 = 314,5 \text{ г}$$

Определение коэффициентов M_{1ik} и M_{2ik} для СН:

$$M_{1ik} = 0,4 \cdot 4 + 1,1 \cdot 40 + 0,45 \cdot 5 = 47,85 \text{ г}$$

$$M_{2ik} = 1,1 \cdot 40 + 0,45 \cdot 5 = 46,25 \text{ г}$$

Определение коэффициентов M_{1ik} и M_{2ik} для NO_x:

$$M_{1ik} = 1,0 \cdot 4 + 4,5 \cdot 40 + 1,0 \cdot 5 = 189 \text{ г}$$

$$M_{2ik} = 4,5 \cdot 40 + 1,0 \cdot 5 = 185 \text{ г}$$

Определение коэффициентов M_{1ik} и M_{2ik} для С:

$$M_{1ik} = 0,04 \cdot 4 + 0,4 \cdot 40 + 0,04 \cdot 5 = 16,36 \text{ г}$$

$$M_{2ik} = 0,4 \cdot 40 + 0,04 \cdot 5 = 16,20 \text{ г}$$

Определение коэффициентов M_{1ik} и M_{2ik} для SO₂:

$$M_{1ik} = 0,11 \cdot 4 + 0,54 \cdot 40 + 0,10 \cdot 5 = 22,54 \text{ г}$$

$$M_{2ik} = 0,54 \cdot 40 + 0,10 \cdot 5 = 22,10 \text{ г}$$

Определение валового выброса вещества автомобиля отдельно для каждого периода года:

$$M_f^i = \sum_{k=1}^k \alpha_B \cdot (M_{1ik} + M_{2ik}) \cdot N_k \cdot D_p \cdot 10^{-6}$$

где α_B - коэффициент выпуска (выезда) (принимаем 1), г/мин;

N_k - количество автомобилей к-й группы на территории или помещении стоянки за расчетный период (по заданию);

D_p - количество дней работы в расчетном периоде (принимаем 180 дней);

Для СО:

$$M_f^i = 1 \cdot (326,5 + 314,5) \cdot 4 \cdot 180 \cdot 10^{-6} = 0,461 \text{ т/год}$$

Для СН:

$$M_f^i = 1 \cdot (47,85 + 46,25) \cdot 4 \cdot 180 \cdot 10^{-6} = 0,068 \text{ т/год}$$

Для NO_x:

$$M_f^i = 1 \cdot (189 + 185) \cdot 4 \cdot 180 \cdot 10^{-6} = 0,269 \text{ т/год}$$

Для С:

$$M_f^i = 1 \cdot (16,36 + 16,20) \cdot 4 \cdot 180 \cdot 10^{-6} = 0,0023 \text{ т/год}$$

Для SO₂:

$$M_f^i = 1 \cdot (22,54 + 22,10) \cdot 4 \cdot 180 \cdot 10^{-6} = 0,0032 \text{ т/год}$$

Определение максимального разового выброса вещества:

$$G_1 = \frac{(m_{npik} \cdot t_{np} + m_{Lik} \cdot L_1 + m_{xxik} \cdot t_{xxl}) \cdot N_k^1}{3600} \quad (8.3)$$

Для СО:

$$G_1 = \frac{326,5 \cdot 4}{3600} = 0,363 \text{ г/с}$$

Для СН:

$$G_1 = \frac{47,85 \cdot 4}{3600} = 0,053 \text{ г/с}$$

Для NO_x:

$$G_1 = \frac{189 \cdot 4}{3600} = 0,210 \text{ г/с}$$

Для С:

$$G_1 = \frac{16,36 \cdot 4}{3600} = 0,019 \text{ г/с}$$

Для SO₂:

$$G_1 = \frac{22,54 \cdot 4}{3600} = 0,025 \text{ г/с}$$

Таблица 8.4 – Расчетные значения

Вредные вещества	Автокран ХСМГ QY50K (1шт)	КАМАЗ 5410 (3шт)
Валовый выброс автотранспорта		
СО	0,461	0,461
СН	0,068	0,068
NO _x	0,269	0,269
С	0,0023	0,0023
SO ₂	0,0032	0,0032
Максимальный разовый выброс		
СО	0,363	0,363
СН	0,053	0,053
NO _x	0,210	0,210

C	0,019	0,019
SO ₂	0,025	0,025

8.3.2 Расчет выбросов от сварочных работ

Воспользуемся методикой проведения инвентаризации выбросов загрязняющих веществ в атмосферу для сварочных работ.

Основное назначение сварочных электродов УОНИ 13/65

Электроды марки УОНИ-13/65 предназначены для ручной дуговой сварки ответственных конструкций из углеродистых и низколегированных сталей с временным сопротивлением разрыву до 590 МПа, в том числе конструкций, работающих при пониженных температурах. Сварка во всех пространственных положениях, кроме вертикального сверху вниз, постоянным током обратной полярности.

Характеристика электродов УОНИ 13/65

Покрытие электродов – основное.

Коэффициент наплавки – 9,5 г/А·ч.

Производительность наплавки (для диаметра 4,0 мм) – 1,4 кг/ч.

Расход электродов на 1 кг наплавленного металла – 1,6 кг.

Таблица 8.5 – Типичные механические свойства металла шва электродов УОНИ 13/65

Временное сопротивление электродов s_p , МПа	Предел текучести s_T , МПа	Относительное удлинение d_5 , %	Ударная вязкость a_n , Дж/см ²
630	500	24	180

Таблица 8.6 – Типичный химический состав наплавленного металла в % сварочными электродами УОНИ 13/65

C	Mn	Si	S	P
0,13	1,25	0,45	0,017	0,027

Таблица 8.7 – Геометрические размеры и сила тока при сварке сварочными электродами УОНИ 13/65

Диаметр сварочных	Длина, м	Ток, А	Среднее количество
-------------------	----------	--------	--------------------

электродов, мм			электродов в 1 кг, шт
3,0	350	60 -120	39
4,0	450	110 – 180	16
5,0	450	130 -230	10

Технологические особенности сварки электродами УОНИ 13/65

Сварку производят только на короткой длине дуги по очищенным кромкам. Прокалка электродов перед сваркой: 250-300°C; 1 ч.

Определение исходных данных для электродов УОНИ 13/65

Таблица 8.7 – Удельный выброс веществ и их значение

Вредное вещество	Удельный выброс, г/кг расходуемых сварочных материалов
Сварочная аэрозоль	7,5
Марганец и его соединения	1,41
Оксид железа (FeO)	4,49
Пыль неорганическая (SiO ₂)	0,80
Прочие	0,80
Фтористый водород (HF)	1,17

Определение валового выброса для каждого вида загрязняющих веществ:

$$M_i^c = g_i^c \cdot B \cdot 10^{-6}, \quad (8.4)$$

где g_i^c -удельный показатель выделяемого загрязняющего вещества, г/кг расходуемых сварочных материалов;

B -масса расходуемого за год сварочного материала, кг;

$$M_{\text{свар.аэрозоль}} = 7,5 \cdot 1400 \cdot 10^{-6} = 0,0105 \text{ т/ГОД}$$

$$M_{\text{марганец}} = 1,41 \cdot 1400 \cdot 10^{-6} = 0,001974 \text{ т/ГОД}$$

$$M_{\text{FeO}} = 4,49 \cdot 1400 \cdot 10^{-6} = 0,006286 \text{ т/ГОД}$$

$$M_{\text{SiO}_2} = 0,80 \cdot 1400 \cdot 10^{-6} = 0,00112 \text{ т/ГОД}$$

$$M_{\text{прочие}} = 0,80 \cdot 1400 \cdot 10^{-6} = 0,00112 \text{ т/ГОД}$$

$$M_{\text{HF}} = 1,17 \cdot 1400 \cdot 10^{-6} = 0,001638 \text{ т/ГОД}$$

Определение максимального разового выброса для каждого вида загрязняющих веществ:

$$G_i^c = \frac{g_i^c \cdot b}{t \cdot 3600}, \quad (8.5)$$

где g_i^c -удельный показатель выделяемого загрязняющего вещества, г/кг расходуемых сварочных материалов;

b -максимальное количество сварочных материалов, расходуемых в течении рабочего дня (брать 5-7 кг);

t – «чистое время», затрачиваемое на сварку в течении рабочего дня (брать 6-8 час.);

$$G_{\text{свар.аэрозоль}} = \frac{7,5 \cdot 7}{8 \cdot 3600} = 0,0018 \text{ Г/с}$$

$$G_{\text{марганец}} = \frac{1,41 \cdot 7}{8 \cdot 3600} = 0,00034 \text{ Г/с}$$

$$G_{\text{FeO}} = \frac{4,49 \cdot 7}{8 \cdot 3600} = 0,0011 \text{ Г/с}$$

$$G_{\text{SiO}_2} = \frac{0,80 \cdot 7}{8 \cdot 3600} = 0,00019 \text{ Г/с}$$

$$G_{\text{HF}} = \frac{1,17 \cdot 7}{8 \cdot 3600} = 0,00028 \text{ Г/с}$$

Таблица 8.8 – Расчетные данные

Удельный выброс вредного вещества	Валовый выброс для каждого вида загрязняющих веществ т/год	Максимальный разовый выброс для каждого вида загрязняющих веществ
Сварочная аэрозоль	0,0105	0,0018
Марганец и его соединения	0,001974	0,00034
Оксид железа (FeO)	0,006286	0,0011
Пыль неорганическая (SiO ₂)	0,00112	0,00019
Прочие	0,00112	0,00019
Фтористый водород (HF)	0,001638	0,00028

8.3.3 Расчет выбросов от лакокрасочных работ

Воспользуемся методикой проведения инвентаризации выбросов загрязняющих веществ в атмосферу для лакокрасочных работ.

Принимаем способ окраски, грунтовки как распыление безвоздушное.

Определение исходных данных для эмали марки МА – 152, лака марки БТ – 985 и грунтовки марки ГФ – 017.

Таблица 8.9 – Вредные вещества ЛКМ

Марки лакокрасочных материалов	Компоненты (летучая часть, гр), входящие в состав лакокрасочных материалов, %														Доля летучей части, % (f ₂)	Доля сухой части, % (f ₁)
	Ацетон	Нефрас	н-бутиловый спирт	Бутилацетат	Ксилол	Уайт – спирит	Толуол	Этиловый спирт	2 – это кси – этанол	Этилацетат	Соль вент	Изо бутиловый спирт	Бензин; циклогексанон			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
Эмаль																
МА – 152	–	–	20,85	–	39,76	13,0	–	–	–	–	14,07	9,59	2,73	52	48	
Лак																

БТ – 985	–	–	–	–	–	10,0	–	–	–	–	–	–	–	60	40
Грунтовка															
ГФ – 017	–	–	–	–	100	–	–	–	–	–	–	–	–	51	49

Определение валового выброса эмали, лака и грунтовки:

$$M_k = m \cdot f_1 \cdot \delta_k \cdot 10^{-7}, \quad (8.6)$$

где m - количество израсходованной краски за год, кг;

δ_k -доля краски, потерянной в виде аэрозоля при различных способах окраски %;

f_1 -количество сухой части краски, %;

Эмаль:

$$M_{\text{Э}} = 390 \cdot 48 \cdot 2,5 \cdot 10^{-7} = 0,00468 \text{ Т/ГОД}$$

Лак:

$$M_{\text{Л}} = 390 \cdot 40 \cdot 2,5 \cdot 10^{-7} = 0,0039 \text{ Т/ГОД}$$

Грунтовка:

$$M_{\text{Г}} = 390 \cdot 49 \cdot 2,5 \cdot 10^{-7} = 0,0047 \text{ Т/ГОД}$$

Определение валового выброса летучих компонентов в растворителе и краске:

$$M_p^l = (m_1 \cdot f_{rip} + m \cdot f_2 \cdot f_{rik} \cdot 10^{-2}) \cdot 10^{-5}, \quad (8.7)$$

где m_1 - количество растворителей, израсходованных за год, кг (принимая 10кг);

f_2 -количество летучей части краски %;

f_{rip} -количество различных летучих компонентов, входящих в состав краски (грунтовок, шпатлевки) %;

f_{rik} -количество различных летучих компонентов, входящих в состав в краски (грунтовок, шпатлевки) %;

Эмаль:

$$M_{\text{Бутиловый}}^l = (10 \cdot 1 + 10 \cdot 52 \cdot 20,85 \cdot 10^{-2}) \cdot 10^{-5} = 0.0011842 \text{ Т/ГОД}$$

$$M_{\text{Ксилол}}^l = (10 \cdot 1 + 10 \cdot 52 \cdot 39,76 \cdot 10^{-2}) \cdot 10^{-5} = 0.0021675 \text{ Т/ГОД}$$

$$M_{\text{Спирит}}^l = (10 \cdot 1 + 10 \cdot 52 \cdot 13,00 \cdot 10^{-2}) \cdot 10^{-5} = 0.000776 \text{ Т/ГОД}$$

$$M_{\text{Сольвент}}^l = (10 \cdot 1 + 10 \cdot 52 \cdot 14,07 \cdot 10^{-2}) \cdot 10^{-5} = 0.000831 \text{ Т/ГОД}$$

$$M_{\text{бутиловый спирт}}^l = (10 \cdot 1 + 10 \cdot 52 \cdot 9,59 \cdot 10^{-2}) \cdot 10^{-5} = 0.0005986 \text{ Т/ГОД}$$

$$M_{\text{Бензин}}^l = (10 \cdot 1 + 10 \cdot 52 \cdot 2,73 \cdot 10^{-2}) \cdot 10^{-5} = 0.0002419 \text{ Т/ГОД}$$

Лак:

$$M_{\text{Спирит}}^l = (10 \cdot 1 + 10 \cdot 60 \cdot 10,0 \cdot 10^{-2}) \cdot 10^{-5} = 0.0007 \text{ Т/ГОД}$$

Грунтовка:

$$M_{\text{Ксилол}}^l = (10 \cdot 1 + 10 \cdot 51 \cdot 100 \cdot 10^{-2}) \cdot 10^{-5} = 0.0052 \text{ Т/ГОД}$$

Определение максимально разового количества загрязняющих веществ, выбрасываемых в атмосферу:

$$G_{ок}^I = \frac{P \cdot 10^6}{n \cdot t \cdot 3600}, \quad (8.8)$$

где P - валовый выброс аэрозоля краски и отдельных компонентов растворителей за месяц;

n - число дней работы участка в этом месяце (принимается 20 дней);

t - число рабочих дней в наиболее напряженный месяц (принимается 8 час.);

Эмаль:

$$G_{Бутиловый}^I = \frac{0.0011842 \cdot 10^6}{20 \cdot 8 \cdot 3600} = 0.002055 \text{ г/с}$$

$$G_{Ксилол}^I = \frac{0.0021675 \cdot 10^6}{20 \cdot 8 \cdot 3600} = 0.003763 \text{ г/с}$$

$$G_{Спирит}^I = \frac{0.000776 \cdot 10^6}{20 \cdot 8 \cdot 3600} = 0.001347 \text{ г/с}$$

$$G_{Соль}^I = \frac{0.000831 \cdot 10^6}{20 \cdot 8 \cdot 3600} = 0.001442 \text{ г/с}$$

$$G_{Спирит}^I = \frac{0.0005986 \cdot 10^6}{20 \cdot 8 \cdot 3600} = 0.001039 \text{ г/с}$$

$$G_{Бензин}^I = \frac{0.0002419 \cdot 10^6}{20 \cdot 8 \cdot 3600} = 0.000419 \text{ г/с}$$

Лак:

$$G_{Спирит}^I = \frac{0.0007 \cdot 10^6}{20 \cdot 8 \cdot 3600} = 0.001215 \text{ г/с}$$

Грунтовка:

$$G_{Ксилол}^I = \frac{0.0052 \cdot 10^6}{20 \cdot 8 \cdot 3600} = 0.009027 \text{ г/с}$$

Таблица 8.10 – Расчетные данные

Загрязняющее вещество	Валовый выброс вредных веществ, т/год	Максимально разовый выброс вредных веществ, г/с
Эмаль		
Н – бутиловый спирт	0,0011842	0,002055
Ксилол	0,0021675	0,003763
Уайт – спирт	0,000776	0,001347
Соль вент	0,000831	0,001442
Изо – бутиловый спирт	0,0005986	0,001039
Бензин; циклогексанон	0,0002419	0,000419
Лак		
Уайт – спирт	0,0007	0,001215
Грунтовка		
Ксилол	0,0052	0,009027

Таблица 8.11 – Сводная таблица загрязнения от суммирующего воздействия по экологическому калькулятору ОНД – 86

	Код	Наименование	Пдк, мг/м ³	Выброс, г/с	См, ед. ПДК
Работа машин и механизмов	0337	СО	5	0,363	0,0008
	0415	СН	50	0,053	0,0000
	0304	NO _x	0,4	0,21	0,0061
	0416	С	30	0,019	0,0000
	0322	SO ₂	0,3	0,025	0,0010
Сварочные работы	1505	Сварочная аэрозоль	0,2	0,0018	0,0000
	0143	Марганец и его соединения	0,01	0,00034	0,0001
	0123	Оксид железа (FeO)	0,04	0,0011	0,0001
	2907	Пыль неорганическая (SiO ₂)	0,15	0,00019	0,0000
	0342	Фтористый водород (HF)	0,02	0,00028	0,0001
Лакокрасочные материалы	1042	Н – бутиловый спирт	0,1	0,002055	0,0001
	0616	Ксилол	0,2	0,003763	0,0001
	1040	Уаит – спирт	0,2	0,001347	0,0000
	3144	Соль вент	0,05	0,001442	0,0001
	1221	Изо – бутиловый спирт	0,1	0,001039	0,0000
	2704	Бензин; циклогексанон	5	0,000419	0,0000

Вывод: Выброс загрязняющих веществ не превышает нормативные значения по ПДК. Соответственно можно сделать вывод, что влияние на окружающую среду загрязняющих веществ минимально.

8.4 Расчет количества образования отходов

8.4.1 Расчет количества образования отходов

Таблица 8.12 - Параметры источников

Наименование отходов	Код	Класс опасности	Количество используемого материала, кг	Нормы потерь, %	Количество образования отходов, т/год
1	2	3	4	5	6
Бой железобетонных изделий	34620002205	5	1500	1,5	0,022

Бой строительного кирпича	34321001205	5	6800	1,5	0,102
Шлак сварочный	91910002204	4	2700	10,5	0,283
Остатки и огарки сварочных электродов	91910001205	5	3100	10,5	0,326
Отходы бетонной смеси	34612001424	4	4200	2,0	0,084
Отходы металлоконструкций	35000000000	0	5130	2,0	0,103
Отходы лакокрасочных средств	31711000000	0	6180	3,0	0,185
Древесные отходы из натуральной чистой древесины несортированные	30529000000	0	7690	3,0	0,231
Отходы, содержащие сталь в кусковой форме	46120002215	5	8910	1,0	0,089
Отходы керамики в кусковой форме	45911000000	0	5360	2,0	0,107

Таким образом количество отходов, образующихся при строительстве определяете расчетным методом, согласно РДС 82-202-96 «Правила разработки и применения нормативов трудно-устраняемых потерь и отходов материалов в строительстве».

Вывод: В настоящее время в России для отходов в соответствии с приказом Министерства природных ресурсов РФ от 15.06.2001 года № 511 установлено 5 классов опасности, представленных в таблице 8.13.

Таблица 8.13 - Характеристики отходов I-V класса опасности по степени негативного воздействия на окружающую среду

Класс опасности отхода для окружающей природной среды	Степень вредного воздействия опасных отходов на окружающую природную среду	Критерии отнесения опасных отходов к классу опасности для окружающей природной среды
I класс (чрезвычайно опасные)	очень высокая	Экологическая система необратимо нарушена. Период восстановления отсутствует.
II класс (высокоопасные)	высокая	Экологическая система сильно нарушена. Период восстановления не менее 30 лет после полного устранения источника вредного воздействия.
III класс (умеренно опасные)	средняя	Экологическая система нарушена. Период восстановления не менее 10 лет после снижения вредного воздействия от существующего источника.
IV класс (малоопасные)	низкая	Экологическая система нарушена. Период

		самовосстановления не менее 3 лет.
V класс (практически неопасные)	очень низкая	Экологическая система практически не нарушена.

Отходы с классом опасности 0 можно вывести за пределы города Абакана и захоронить вместе с остальными отходами, так как они не представляют опасности для окружающей среды. Отходы с классом 4 рекомендуется переработать и пустить на вторичное производство других изделий, либо захоронить отходы в зоне с минимальным влиянием на экологическую систему. Отходы 5 класса рекомендуется захоронить в специально отведённых зонах для захоронения отходов данного класса. На сегодняшний день этим местом является Абаканская зона отдыха.

Рекомендации: Мероприятия по охране окружающей среды

При проведении строительных работ следует предусматривать максимальное применение малоотходной и безотходной технологии с целью охраны атмосферного воздуха, земель, лесов, вод и других объектов окружающей природной среды.

Сбор и удаление отходов, содержащих токсические вещества, следует осуществлять в закрытые контейнеры и плотные мешки, исключая ручную погрузку. Сточные воды следует собирать в накопительные емкости с исключением фильтрации в подземные горизонты.

Не допускается сжигание на строительной площадке строительных отходов.

Емкости для хранения и места складирования, разлива, раздачи горюче-смазочных материалов и битума оборудуются специальными приспособлениями, и выполняются мероприятия для защиты почвы от загрязнения.

Бытовой мусор и нечистоты следует регулярно удалять с территории строительной площадки в установленном порядке и в соответствии с требованиями действующих санитарных норм.

Земля и земельные угодья, нарушенные при строительстве, следует восстановить к началу сдачи объекта в эксплуатацию.

В целях максимального сокращения вредного влияния строительно-монтажных работ на окружающую среду в проекте предусматриваются мероприятия, обеспечивающие охрану воздушного бассейна, водных ресурсов и растительного покрова.

По санитарным, экологическим и пожарным требованиям участок строительства условно пригоден для заявленных целей.

Основными источниками загрязнения в данном районе являются автотранспорт и печное отопление.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В данной бакалаврской работе спроектирован многофункциональный спортивный комплекс. Была проработана рациональная планировка. Многофункциональность данного комплекса включается в себя, универсальный зал для баскетбола и волейбола со зрительскими трибунами, зал индивидуальных силовых упражнений, зал тенниса и борьба, а также бассейн. Также было выполнено 3D моделирование в программном комплексе ArchiCAD.

Была просчитана многопустотная плита перекрытия, ригель, колонна. На основании инженерно-геологических изысканий рассчитан столбчатый фундамент. В технологической части подобраны грузозахватные приспособления, произведен расчет транспортных средств, разработан стройгенплан. Составлен локальный расчет, объектный и сводный сметный расчет в программном комплексе Grand Smeta.

Также, была произведена проверка соответствия хозяйственных решений, рационального использования природных ресурсов требованиям охраны окружающей среды и экологической безопасности.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СП 118.13330.2012 Общественные здания и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 31.06.2009. – Введ. 01.01.2013. – Москва: ОАО ЦПП, 2013. – 43 с.
2. СП 42.13330.2011 Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений. Актуализированная редакция СНиП 2.07.01-89*. – Введ. 20.05.2011. – Москва: ОАО ЦПП, 2011. – 47 с.
3. СП 113.13330.2012 Стоянки автомобилей. Актуализированная редакция СНиП 21-02-99*. – Введ. 01.01.2013. – Москва: ОАО ЦПП, 2013. – 39 с.
4. СНиП 21-01-97* Пожарная безопасность зданий и сооружений. Введ. взамен СНиП 2.01.02-85*; дата введ. 1.01.1998. Москва.: 1998. 22с.
5. СП 14.13330.2011 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. – Введ. 20.05.2011. – Москва: ОАО ЦПП, 2011. – 58 с.
6. СП 1.13130.2009 Системы противопожарной защиты. Эвакуационные пути и выходы. – Введ. 01.05.2009. – Москва: ОАО ЦПП, 2009. – 36 с.
7. СП 32.13330.2012 Канализация. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 2.04.03-85. – Введ. 01.01.2013. – Москва: ОАО ЦПП, 2013. – 49 с
8. СП 73.13330.2012 Внутренние санитарно-технические системы здания. Актуализированная редакция СНиП 3.05.01-85. – Введ. 01.01.2013. – Москва: ОАО ЦПП, 2013. – 36 с.
9. СП 3.13130.2009 Системы противопожарной защиты. Система оповещения и управления эвакуацией людей при пожарах. Требования пожарной безопасности. – Введ. 25.03.2009. – Москва: ОАО ЦПП, 2009.
10. СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*. – Введ. 01.01.2013. – Москва: ОАО ЦПП, 2013. – 87 с
11. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция от 2012 г. – Введ. 01.07.2013. – Москва: ОАО ЦПП, 2013. – 140 с.
12. СП 16. 13330.2011 Стальные конструкции .Актуализированная редакция СНиП II-23-83*. – Введ .20-05-2011– Москва: ОАО ЦПП, 2011. – 342 с.
13. СП 31-112-2004 Физкультурно – спортивные залы Часть 1. – 190 с.
14. СП 31-112-2004 Физкультурно – спортивные залы Часть 2. – 119 с.
15. СП 2.1.2.3304-15 Санитарно-эпидемиологические требования к размещению, устройству и содержанию объектов спорта.
16. СП 31-11-2004 Бассейны для плавания. – 68 с.
17. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* – Введ. 20.05.2011. – Москва, 2011. – 162с.

18. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*– Введ. 20.05.2011. – Москва, 2011. – 85с.
19. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2002. – Введ 1.01.2013. – Москва, ОАО ЦПП, 2011. – 154с.
20. СП 47.13330.2012 Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96. – Введ. 01.07.2013. – Москва : ОАО ЦПП, 2013. – 32 с.
21. Пособие к СНиП 2.02.01-83 По проектированию оснований зданий и сооружений. - Москва, 1986. - 568с.
22. Берлинов М.В., Ягунов Б.А. Примеры расчета оснований и фундаментов: Учеб. для техникумов. - Москва: Стройиздат, 2011. - 267с.
23. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. Учебник для вузов.-5 изд., перераб. и доп. - Москва: Стройиздат, 1991. - 767с.
24. СНиП 12-03-2001 Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования. Госстрой России. Введ. взамен СНиП 12-03-99*; дата введ. 1.09.2001 - Москва, 2001. 53с.
25. СНиП 12-04-2002 Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство. Госстрой России. Введ. взамен разделов 8 - 18 СНиП III-4-80*, ГОСТ 12.3.035-84, ГОСТ 12.3.038-85, ГОСТ 12.3.040-86; дата введ. 1.01.2003, Москва., 2003. 43с.
26. СНиП 12-01-2004 Организация строительства. – Введ. 01.01.2005. – Москва. : ФГУП ЦПП 2004.
27. Едличка, С. Ю. Справочно-методическое пособие по разработке стройгенпланов и календарных графиков в составе ППР / С.Ю. Едличка. – М. : ОАО ПКТИпромстрой, 2002.
28. Демченко, В.М. Технология возведения зданий и сооружений: Учебное пособие по курсовому проектированию / В.М. Демченко. – Красноярск : КГТУ, 2006. – 208 с.
29. Хамзин, С.К. Технология строительного производства. Курсовое и дипломное проектирование. / С.К. Хамзин; А.К. Карасев. – Москва. : ООО БАСТЕТ, 2006. – 216 с.
30. Бабушкина, Е.А. Оценка воздействия на окружающую среду: учеб. пособие / Е.А. Бабушкина. – Абакан : Ред. изд. сектор ХТИ – филиала СФУ, 2012. – 170с.
31. ГОСТ 21.501-2011 Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений. – Взамен ГОСТ 21.501-93; введ. 01.05.2013. – Москва. : Стандартинформ, 2013. – 45 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Таблица 5.4 - Калькуляция трудовых затрат

	Обоснование (ГЭСН)	Наименование работ	Объем работ		Норма времени		Трудоемк ость, чел.- см.	Потребность в механизмах		Состав звена
			Ед. изм.	Кол-во	Чел.-ч.	Маш.- ч.		Наим-ие, марка	Маш.- см.	
1	ГЭСН 01-02-029-03	Срезка растительного слоя	100 м ³	2,71	–	1,66	–	ДЗ – 99	4,5	Машинист бр-1
2	ГЭСН 01-01-031-02	Разработка грунта с перемещением до 10 м бульдозерами мощностью: 96 кВт (130 л.с.), группа грунтов 2	1000 м ³	3,69	–	1,1	–	ЭО -3311	4,1	Машинист бр-1
3	ГЭСН 01-02-056-02	Разработка грунта вручную в траншеях шириной более 2 м и котлованах площадью сечения до 5 м2 с креплениями, глубина траншей и котлованов: до 2 м, группа грунтов 2	1000 м ³	1,23	23,3	–	28,66	–	–	Землекоп 2р-1 4р-1
4	ГЭСН 01-01-033-02	Засыпка траншей и котлована с перемещением грунта до 5м бульдозерами мощностью: до 59 кВт (80л.с), группа грунтов 2	1000 м ³	3,94	–	8,87	–	ДЗ-99	34,95	Машинист бр-1
5	ГЭСН 01-02-003-01	Уплотнение грунта вибрационными катками 2,2 т на первый проход по одному следу при толщине слоя: 25 см	1000 м ³	3,94	–	1,49	–	–	5,87	Землекоп 2р-1
6	ГЭСН 06-01-001-01	Устройство бетонной подготовки	100 м ³	0.45	18	1,8	8,1	XCMG QY50K	0,81	Машинист бр-1 Плотники 2р-1, 3р-1 Бетонщики 3р-1, 4р-1, Арматурщики 2р-1, 4р-1
7	ГЭСН 06-01-001-13	Устройство фундаментных столбов: бетонных	100 м ³	2,8	59,8	1.86	167,44	XCMG QY50K	5,21	Машинист бр-1 Плотники 2р-1, 3р-1 Бетонщики 3р-1, 4р-1,

										Арматурщики 2р-1, 4р-1
8	ГЭСН 06-01-001-22	Устройство фундаментных плит бетонных плоских	100 м ³	2,34	44,6	2,8	104,36	XCMG QY50K	6,55	Машинист 6р-1 Плотники 2р-1, 3р-1 Бетонщики 3р-1, 4р-1, Арматурщики 2р-1, 4р-1
9	ГЭСН 08-01-003-03	Гидроизоляция стен, фундаментов: горизонтальная оклеечная в 2 слоя	100 м ²	19,2	2,01	–	38,6	XCMG QY50K	–	Изолировщик 5р-1, 3р-1
10	ГЭСН 08-02-001-02	Кладка стен кирпичных наружных: простых при высоте этажа свыше 4 м	1 м ³	1111,36	5,25	0,35	5834,64	XCMG QY50K	388,98	Машинист 6р-1 Каменщики 4р-1, 3р-2, 2р-1
11	ГЭСН 08-02-001-08	Кладка стен кирпичных внутренних: при высоте этажа свыше 4 м	1 м ³	7,95	5,05	0,35	40,15	XCMG QY50K	2,78	Машинист 6р-1 Каменщики 4р-1, 3р-2, 2р-1
12	ГЭСН 08-02-002-02	Кладка перегородок из кирпича: армированных толщиной в 1/4 кирпича при высоте этажа свыше 4 м	100 м ²	10,65	11,24	2,15	119,7	XCMG QY50K	22,89	Машинист 6р-1 Плотники 2р-1, 3р-1 Бетонщики 3р-1, 4р-1, Арматурщики 2р-1, 4р-1
13	ГЭСН 07-01-011-02	Установка колонн прямоугольного сечения в стаканы фундаментов зданий при глубине заделки колонн: до 0,7 м, масса колонн до 2 т	100 шт.	1,88	54,0	7,6	101,5	XCMG QY50K	1,42	Машинист 6р-1 Монтажники 5р-1, 4р-1, 3р-1
14	ГЭСН 07-01-006-01	Укладка ригелей массой: до 5 т при наибольшей массе монтажных элементов в здании до 5 т	100 шт.	0,94	40,4	7,6	37,97	XCMG QY50K	7,14	Машинист 5р-1 Монтажники 5р-1, 4р-1, 3р-1, 2р-1

15	ГЭСН 07-01-006-07	Укладка плит перекрытий	100 шт.	1,48	22,3	3,2	33,0	XCMG QY50K	4,74	Машинист 6р-1 Монтажники 4р-2, 3р-1, 2р-1
16	ГЭСН 09-03-012-04	Монтаж стропильных и подстропильных ферм	1т	30,37	1,93	0,34	58,61	XCMG QY50K	10,33	Машинист 6р-1 Монтажники 4р-2, 3р-1, 2р-1
17	ГЭСН 09-03-015-01	Монтаж прогонов при шаге ферм до 12 м при высоте здания: до 25 м	1 т	17,0	1,57	0,15	26,69	XCMG QY50K	2,55	Машинист 6р-1 Электросварщик 5р-1 Монтажники 4р-1
18	ГЭСН 07-01-047-01	Устройство лестничных маршей	100 шт.	0,12	20,8	5,4	2,5	XCMG QY50K	0,65	Машинист 6р-1 Монтажники 4р-2, 3р-1, 2р-1
19	ГЭСН 07-01-047-02	Установка лестничных площадок при наибольшей массе монтажных элементов в здании до 5 т с опиранием: на стену и балку	100 шт.	0.05	28,6	5,47	1,43	XCMG QY50K	0,27	Машинист 6р-1 Монтажники 4р-2, 3р-1, 2р-1
20	ГЭСН 12-01-002-01	Устройство кровель плоских четырехслойных из рулонных кровельных материалов на битумной мастике: с защитным слоем из гравия на битумной антисептированной мастике	100м ²	39.2	2,97	–	116,42	–	–	Изолировщик 5р-1, 3р-1
21	ГЭСН 11-01-001-02	Уплотнение грунта: щебнем	100 м ²	112,99	0,7	–	79,1	–	–	Землекоп 5р-1, 3р-1
22	ГЭСН 11-01-	Устройство подстилающих слоев: бетонных	1м ³	6,78	3,66	–	24,81	–	–	Бетонщик 5р-1, 3р-1

	002-09									
23	ГЭСН 11-01-009-01	Устройство тепло- и звукоизоляции сплошной из плит: или матов минераловатных или стекловолоконистых	100 м ²	112,99	2,83	–	319,76	–	–	Изолировщик 5р-1, 3р-1
24	ГЭСН 11-01-027-06	Устройство покрытий на растворе из сухой смеси с приготовлением раствора в построечных условиях из плиток: гладких неглазурованных керамических для полов одноцветных	100 м ²	36,44	1,19	–	43,32	ТП-7	–	Плиточник 5р-1, 3р-1
25	ГЭСН 11-01-034-01	Устройство покрытий: из досок паркетных	100 м ²	17,48	3,51	–	61,35	–	–	Отделочник 4р-2, 3р-1, 2р-1
26	ГЭСН 11-01-036-01	Устройство покрытий: из линолеума на клее"Бустилат"	100 м ²	20,6	4,24	–	87,34	–	–	Отделочник 4р-2, 3р-1, 2р-1
27	ГЭСН 10-01-034-04	Установка в жилых и общественных зданиях оконных блоков из ПВХ профилей	100 м ²	5,67	16,1	–	91,29	–	–	Монтажник 4р-2, 3р-1,
28	ГЭСН 10-01-039-01	Установка блоков в наружных и внутренних дверных проемах	100 м ²	5,8	10,4	–	60,32	–	–	Монтажник 4р-2, 3р-1,
29	ГЭСН 07-01-021-01	Укладка перемычек при наибольшей массе монтажных элементов в здании: до 5 т, масса перемычки до 0,7 т	100 шт	100	4,24	0,35	424	XCMG QY50K	35	Машинист 6р-1 Монтажник 4р-2, 3р-1,
30	ГЭСН 15-02-016-05	Штукатурка поверхностей внутри здания цементно-известковым или цементным раствором по камню и бетону: высококачественная стена	100 м ²	20,92	1,35	–	28,21	–	–	Отделочник 4р-2, 3р-1, Штукатур 4р-2
31	ГЭСН 15-02-016-06	Штукатурка поверхностей внутри здания цементно-известковым или цементным раствором по камню и бетону: высококачественная потолков	100 м ²	112,99	1,42	–	160,45	–	–	Отделочник 4р-2, 3р-1,

32	ГЭСН 090-01	15-01-	Устройство вентилируемых фасадов с облицовкой панелями из композитных материалов: с устройством теплоизоляционного слоя	100 м ²	29,24	3,34	0,34	97,52	XCMG QY50K	9,99	Отделочник 4р-2, 3р-1, Монтажники 4р-2
33	ГЭСН 032-02	15-01-	Облицовка колонн четырехгранных полированными гранитными плитами толщиной до 30 мм, число плит в 1 м ² : до 4	100 м ²	0,3	2,14	–	0,64	–	–	Отделочник 4р-2, 3р-1,
34	ГЭСН 005-08	15-04-	Окраска поливинилацетатными вододисперсионными составами высококачественная: по штукатурке потолков	100 м ²	112,99	0,89	–	100,56	–	–	Отделочник 4р-2, 3р-1, 2р-1